C - Tours de section annulaire

Application particulière aux cheminées

www.bouquin.tk

Au cours de ce chapitre, nous exposerons les méthodes de calcul pratique des tours de section annulaire pour lesquelles la loi de Navier (théorie de poutre) est valable sur toute la hauteur de l'ouvrage.

Les tours de section annulaires sont des constructions que l'on rencontre fréquemment. On peut citer, par exemple, les cheminées, les tours de télécommunications, les tours de contrôle, les phares, les supports des châteaux d'eau, certains piliers et mâts des constructions industrielles, etc. Du point de vue du calcul, les tours les plus complexes sont les cheminées, dont le fût en béton armé est soumis à pratiquement toutes les sollicitations qui peuvent agir sur ce genre d'ouvrages, y compris le gradient thermique.

Dans ce qui suit, nous présenterons en détail l'étude des cheminées; toutefois la plupart des paragraphes peuvent être utilisés sans aucune modification dans l'étude des autres tours de section annulaire.

C.1 - Considérations générales sur les cheminées[1]

Depuis environ une quinzaine d'années nous assistons à une évolution très rapide de la technique d'exécution et des méthodes de calcul des cheminées, sous l'impulsion des exigences sans cesse croissantes des maîtres d'ouvrages. Les facteurs les plus importants qui ont contribué à cette évolution sont l'accroissement de la hauteur, l'élévation de la température des gaz, et l'augmentation des risques de corrosion.

a) Accroissement de la hauteur des cheminées

La hauteur d'environ 30 à 40 m marque le passage des cheminées en maçonnerie de briques aux cheminées en béton armé, coulé sur place ou préfabriqué. L'abandon des cheminées en briques est un fait relativement nouveau, dû notamment à la diminution du nombre des monteurs-briqueteurs qualifiés, au coût élevé de la main-d'œuvre et au temps de construction long par rapport à celui obtenu par des techniques modernes. Les cheminées en béton préfabriqué (parpaings en béton reliés par des potelets coulés sur place, système FUMICHEM ou autre) sont compétitives (à coefficient de sécurité égal) jusqu'à une hauteur d'environ 100 à 120 m. Après cette hauteur on laisse le champ libre aux cheminées en béton coulé en coffrage glissant ou grimpant. Vers 140 à 160 m de hauteur, aux difficultés d'exécution viennent s'ajouter les difficultés théoriques. Il est évident que pour une telle cheminée les problèmes posés par l'action du vent ne peuvent plus être résolus par un simple calcul approximatif. De plus, dès qu'on dépasse environ 200 m les données expérimentales commencent à faire défaut. A un calcul théorique aussi précis que possible, il faut alors ajouter les vérifications effectuées selon plusieurs méthodes. Nous nous trouvons dans un domaine où, faute de données expérimentales, nous sommes obligés d'extrapoler les connaissances acquises sur des ouvrages de plus faible hauteur,

(1) L'auteur remercie MM. FERBECK et DISPA (Entreprise Ferbeck et Vincent) pour leurs importantes et utiles remarques concernant ce chapitre.

www.bouquin.tk

et la plus grande prudence est donc conseillée. Récemment, une nouvelle étape vient d'être franchie avec la construction de la cheminée de Mitchell par les Entreprises Kellogg.

Cette cheminée, ayant une hauteur de 400 m représente un record mondial largement battu; en effet, la cheminée venant en seconde position n'a qu'environ 300 m de hauteur.

La cheminée du Havre (240 m, fig. C.1) qui était parmi les plus hautes du monde au moment de sa construction reste quand même, à ce jour, parmi les premières cheminées du point de vue de la hauteur (1).

b) Elévation de la température des gaz

Le calcul thermique a toujours été un problème difficile à résoudre. Tant que les températures des gaz restaient basses et que la section du béton ne présentait que des faibles tractions, le calcul des contraintes thermiques en section homogène fournissait des résultats assez satisfaisants. Les températures des gaz étant en constante augmentation, les résultats du calcul en section homogène devenaient de moins en moins corrects.

Aujourd'hui, dans l'industrie pétrochimique en particulier, on arrive à des températures des gaz de l'ordre de 600 à 700°, ce qui correspond à un gradient thermique très élevé. Dans ce cas, il est indispensable d'effectuer un calcul thermique en section fissurée. Dans [28] et [29] les bases d'une nouvelle méthode de calcul en section fissurée sont énoncées. Cette méthode, qui a été appliquée pour la première fois en 1966 dans le cadre de l'étude de la cheminée du Havre, servira de base au présent chapitre.

Il faut noter qu'en ce moment, avec l'apparition des gaines métalliques isolées d'une manière très efficace (par exemple, deux couches de laine de verre 2 × 5 cm d'épaisseur), le problème des contraintes thermiques peut se trouver pratiquement éliminé dans certains cas. Pour ce genre de cheminées le calcul devient analogue à celui des tours de communications (mis à part le problème de la corrosion).

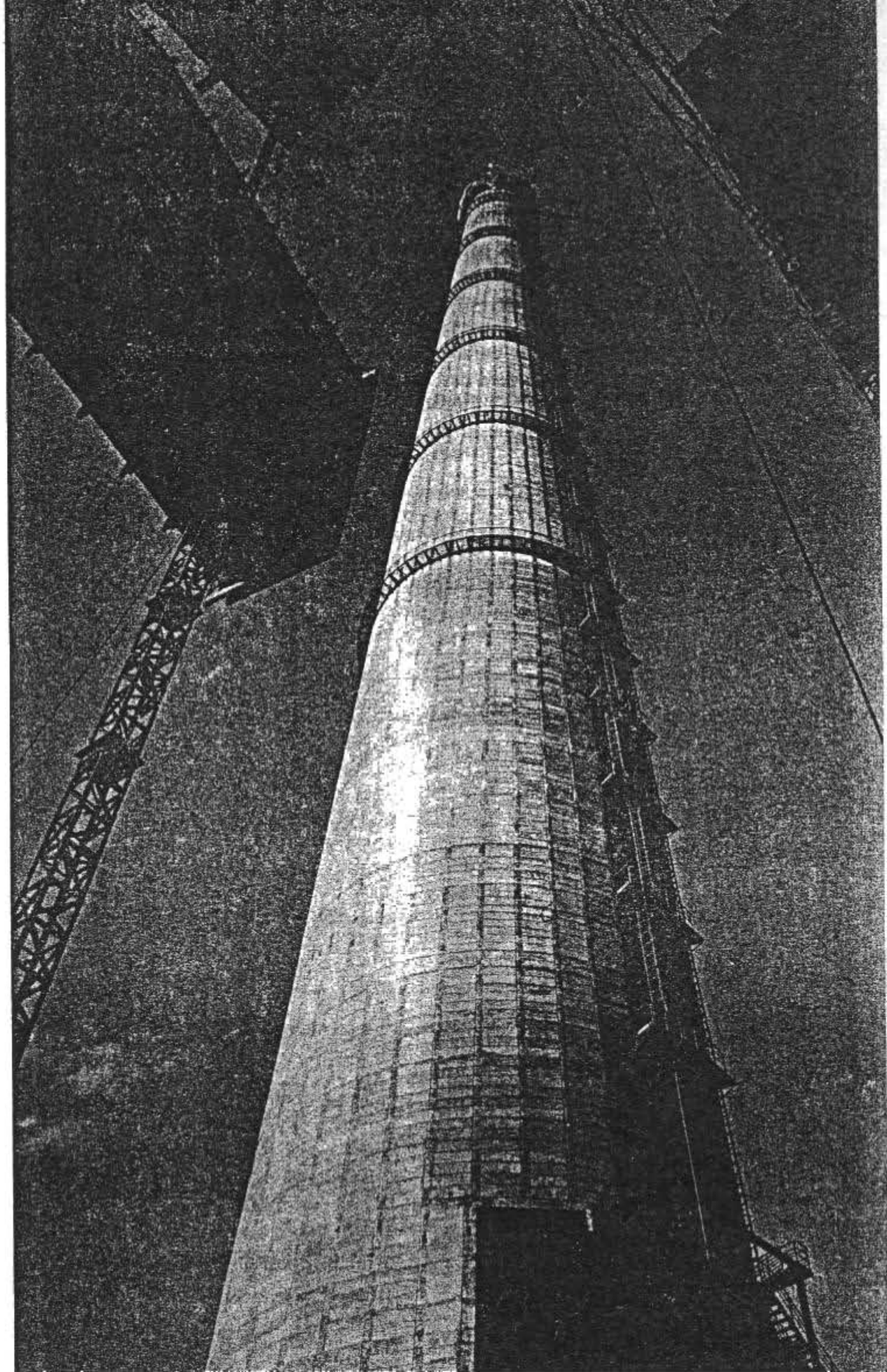
c) Augmentation des risques de corrosion

Jusqu'en 1950 environ, la plupart des cheminées évacuaient des fumées provenant de la combustion du charbon, dont la température était de l'ordre de 250 à 300 °C, et l'action corrosive assez réduite.

Depuis, l'éventail des températures des fumées s'est largement étendu. On a évoqué ci-dessus les problèmes posés par les grandes températures et par les contraintes dans le béton et l'acier qu'elles entraînent. A l'autre extrémité de cet éventail on trouve les températures basses des fumées (100 à 140 °C)

(1) La cheminée du Havre a été étudiée par M. ANDONIE, ingénieur en chef à l'E.G.I., qui a contribué par ses conseils à l'élaboration de la méthode de calcul exposée dans les paragraphes suivants.

www.bouquin.tk



produites par les chaudières à très bon rendement et consommant du fuel à forte teneur en soufre. Contrairement aux apparences, le degré de nocivité des fumées ne croît pas avec la température. En effet, à température élevée les différents gaz ne se combinent pas, l'eau reste à l'état de vapeurs et l'ensemble est éliminé dans l'atmosphère. Par contre, à plus faible température (moins de 180 °C environ) l'anhydride sulfureux s'accompagne d'anhydride sulfurique qui commence à se condenser avec la vapeur d'eau pour fournir de l'acide sulfurique extrêmement corrosif. Les condensations deviennent assez importantes quand la température des fumées descend au-dessous de 140 °C environ, en passant par un maximum vers 110 ou 120 °C. Si la température continue à diminuer, les condensations (et la corrosion qui en est l'effet) décroissent progressivement.

Quantités

Les quantités utilisées pour l'exécution d'une cheminée varient en fonction de la pression du vent, du gradient thermique, de la forme du fût, etc. Le tableau C.1 indique les quantités de béton utilisées pour l'exécution de 18 cheminées, constituant un échantillon assez équilibré pour pouvoir servir de base à une statistique.

Hauteur (m)	Diamètre extérieur sommet (m)	Diamètre extérieur base (m)	Epaisseur sommet (m)	Epaisseur base (m)	Béton (m^3)
—	—	—	—	—	—
40	3,30	3,30	0,15	0,15	63
80	3,70	6,10	0,15	0,24	253
80	3,30	6,30	0,15	0,24	167
100	3,75	7,35	0,16	0,32	432
100	6,15	9,25	0,16	0,30	575
120	3,80	8,00	0,15	0,30	525
120	3,70	8,20	0,15	0,24	465
120	3,80	8,10	0,15	0,33	557
123	3,80	8,12	0,15	0,33	572
125	5,60	15,50	0,14	0,25	868
140	7,60	13,35	0,15	0,27	1 010
140	6,80	14,00	0,20 (1)	0,32	1 250
140	7,00	13,50	0,30 (1)	0,40	1 520
160	8,30	16,40	0,16	0,34	1 620
160	6,45	18,40	0,14	0,22	1 180
160	8,80	18,50	0,15	0,30	1 660
240	11,60	25,20	0,15	0,45	4 400

(1) Epaisseurs surabondantes dues à un certain type de coffrage glissant.

Tableau C.1. — Statistique portant sur 17 cheminées

www.bouquin.tk

C.2 - Plan du chapitre C

Les méthodes de calcul exposées dans le chapitre C concernent le fût en béton armé des cheminées ou autres tours de section transversale annulaire, et, exceptionnellement, le conduit en maçonnerie de briques, métal ou béton des cheminées industrielles.

Les problèmes traités se divisent en deux groupes :

a) Etude du fût dans le cas général (§ C.3 à C.10)

L'objet de l'étude est l'évaluation des contraintes maximales dans le béton et l'acier σ_b' et σ_a, engendrées par une partie ou la totalité des charges extérieures.

L'exposé suit les étapes de calcul pratique, en commençant avec la détermination des sollicitations d'ensemble et locales et en finissant avec l'évaluation des contraintes. Les nouvelles règles françaises pour la construction des cheminées sont fréquemment utilisées et commentées.

b) Problèmes divers

Dans les paragraphes C.11 à C.16 on expose certains problèmes pratiques, ayant un caractère spécial, tels que l'étude du niveau des ouvertures ou l'effet des gaz très chauds et des gaz corrosifs, et on présente une méthode de calcul simplifiée applicable dans l'étude des cheminées ou autres tours de faible importance. Le paragraphe C.17 traite des problèmes spécifiques aux tours de section annulaire autres que les cheminées (tours de télévision par exemple).

C.3 - Sollicitations d'ensemble : *M, M_s', M_v', G, P, H*

Ce terme est utilisé pour désigner les sollicitations agissant sur la structure considérée comme une console encastrée dans le sol (moment fléchissant, effort tranchant, charge verticale).

L'évaluation du moment M, des moments secondaires M_s' et M_v' et de l'effort tranchant H, s'effectue conformément aux indications données dans le chapitre « Action du vent ». Dans ce qui suit on notera par G le poids propre du fût et par P le poids du revêtement reposant sur le fût. Leur évaluation ne pose pas de problème.

C.4 - Sollicitations locales d'origine thermique

C.4.1 - Evaluation du gradient thermique[1]

On considère que la température des gaz T_i demeure constante sur toute la hauteur de la cheminée, sauf indication contraire.

Pour simplifier les calculs on suppose que le gradient thermique est linéaire dans l'épaisseur de la paroi, quoique les dernières recherches semblent prouver que le gradient suit une loi plus ou moins parabolique, et que, de plus, il dépend de l'état de fissuration du béton.

Considérons l'ensemble formé par plusieurs matériaux indiqué sur la figure C.2.

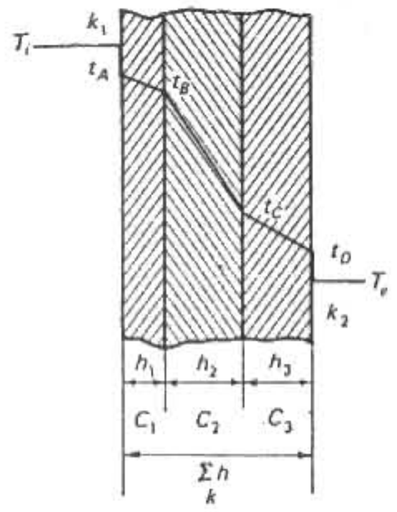


FIG. C.2 — *Calcul du gradient thermique.*

La quantité de chaleur qui traverse 1 m² de paroi pendant l'unité de temps est :

$$Q = k\,(T_i - T_e) = \frac{1}{\frac{h_1}{C_1}}\,(t_A - t_B) = \frac{1}{\frac{h_2}{C_2}}\,(t_B - t_C) =$$

$$\frac{1}{\frac{h_3}{C_3}}\,(t_C - t_D) = \frac{1}{\frac{1}{k_1}}\,(T_i - t_A) = \frac{1}{\frac{1}{k_2}}\,(t_D - T_e)$$

où : T_i = la température des gaz;

T_e = la température extérieure (— 10 °C pour la France métropolitaine),

t_A, t_B, etc. = les températures sur les parois de l'ensemble;

C_i = la conductibilité thermique du matériau pris en considération. Exemples : C béton = 1,7; C maçonnerie briques rouges = 0,75; C maçonnerie briques anti-acides = 0,95; C maçonnerie briques réfractaires = 0,80 à 0,90.
Unités : kcal/m/m² h °C. On note d'habitude par C_b et C_r respectivement les coefficients de conductibilité du béton et du revêtement;

(1) Certains renseignements contenus dans ce paragraphe ont été fournis par M. GROVALET, spécialiste en cheminées industrielles de l'E.D.F.-Septen, au cours des réunions de la commission de rédaction des Règles pour la construction des cheminées en béton armé.

www.bouquin.tk

h_i = l'épaisseur du matériau pris en considération en m;

k_1 = le coefficient de transmission de la chaleur à la surface intérieure de l'ensemble; $k_1 = k_{1c} + k_{1r}$ (voir fig. C.4) en fonction de la température et la vitesse des fumées, et du diamètre intérieur du revêtement; si l'on ne connaît pas la vitesse des fumées on pourra effectuer le calcul en prenant v = 15 à 20 m/s;

k_2 = 18 kcal/m²/h °C = le coefficient de transmission de la chaleur à la surface extérieure de l'ensemble;

k = la conductibilité thermique de l'ensemble =

$$\frac{1}{\frac{h_1}{C_1} + \frac{h_2}{C_2} + \frac{h_3}{C_3} + \frac{1}{k_1} + \frac{1}{k_2}}.$$

Une couche d'air faisant partie de l'ensemble peut être assimilée à un matériau d'épaisseur unitaire $h_i = 1$ et de conductibilité thermique $C_i = k_r$ = 0,07 T_i kcal/m² h °C quand l'espace n'est pas ventilé et $C_i = k_v$ = 0,06 T_i kcal/m² h °C quand l'espace est ventilé. Dans les cas courants, l'épaisseur de la couche d'air n'a pas d'importance dans le calcul pratique. Pour les cheminées protégées par un revêtement et ayant un espace d'air ventilé entre ce revêtement et le fût, le coefficient de conductibilité thermique du revêtement C_r ainsi que le coefficient k_1 seront affectés d'un coefficient minorateur de 0,5 pour tenir compte des effets de la ventilation.

Il en résulte :

Pour les cheminées avec revêtement ayant entre le fût et le revêtement un espace d'air non ventilé :

$$k = \frac{1}{\frac{h_o}{C_b} + \frac{h_r}{C_r} + \frac{1}{k_r} + \frac{1}{k_1} + \frac{1}{k_2}}.$$

Pour les cheminées avec revêtement ayant entre le fût et le revêtement un espace d'air ventilé :

$$k = \frac{1}{\frac{h_o}{C_b} + \frac{h_r}{0{,}5\,C_r} + \frac{1}{k_v} + \frac{1}{0{,}5\,k_1} + \frac{1}{k_2}}.$$

On a désigné par h_o et h_r respectivement les épaisseurs du fût et du revêtement.

A partir du coefficient k de l'ensemble, on peut évaluer la chute de température (gradient thermique) dans chaque matériau, et connaissant les températures intérieure et extérieure, on peut déterminer la température sur chaque paroi intermédiaire.

En particulier, le gradient thermique du fût en béton armé, peut être évalué par la relation

$$t = t_i - t_e = k \frac{h_o}{C_b} (T_i - T_e)$$

où h_o est l'épaisseur du fût, C_b la conductibilité thermique du béton, t_i et t_e les températures sur les parois intérieure et extérieure du fût.

La température sur la face intérieure du fût dont l'évaluation est nécessaire pour déterminer les contraintes admissibles du béton est

$$t_i = T_e + (T_i - T_e)\, k \left(\frac{h_o}{C_b} + \frac{1}{k_2} \right).$$

Remarque

Dans certains cas, les maîtres d'ouvrage imposent un calcul supplémentaire au gradient thermique exceptionnel, produit par une augmentation brusque et temporaire de la température des gaz due à des causes accidentelles, telles que : mise hors fonction des ventilateurs, fonctionnement anormal de l'installation, etc. Le gradient thermique exceptionnel est une sollicitation de deuxième genre (on admet tout désordre, y compris la mise hors service de la cheminée, sauf, bien entendu, l'écroulement de l'ouvrage).

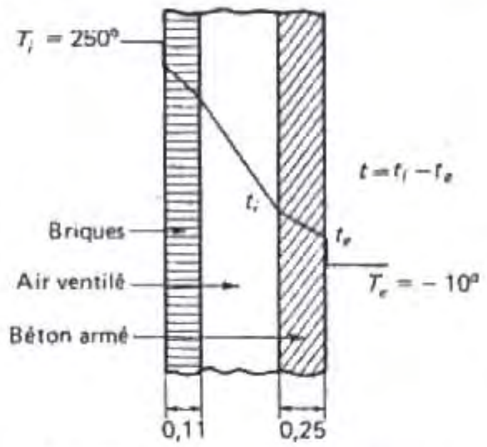


FIG. C.3 — *Exemple d'évaluation du gradient thermique.*

Exemple numérique

Soit une cheminée comportant un vide d'air ventilé entre le revêtement et le fût. Epaisseur du revêtement (briques rouges) $h_r = 11$ cm; épaisseur du fût $h_o = 25$ cm; température des gaz $T_i = 250$ °C; température ambiante $T_e = -10$ °C; vitesse des gaz $v = 20$ m/s; diamètre moyen du fût $D = 8$ m (fig. C.3).

$k_1 = k_{1c} + k_{1r} = 30 + 18 = 48$; $k_v = 0{,}06 \times 250 = 15$;

$$k = \frac{1}{\frac{h_o}{C_b} + \frac{h_r}{0{,}5\, C_r} + \frac{1}{0{,}5\, k_1} + \frac{1}{k_2} + \frac{1}{k_v}} =$$

$$\frac{1}{\frac{0{,}25}{1{,}70} + \frac{0{,}11}{0{,}50 \times 0{,}75} + \frac{1}{0{,}50 \times 48} + \frac{1}{18} + \frac{1}{15}} = 1{,}64;$$

www.bouquin.tk

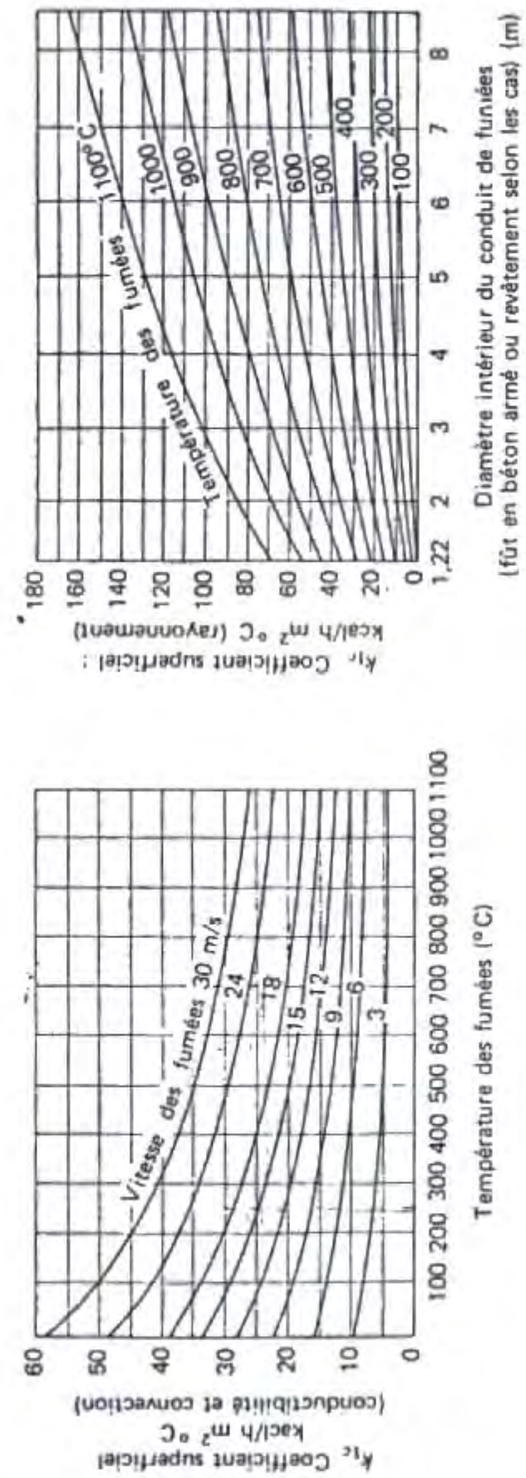


FIG. C.4 — *Valeurs k_1.*
$k_1 = k_{1c} + k_{1r}$

Gradient thermique $t = 1{,}64 \left(\frac{0{,}25}{1{,}70}\right) (250 + 10) = 63$ °C;

Température de la face intérieure du béton

$$t_i = -10 + (250 + 10)\left[1{,}64 \times \left(\frac{0{,}25}{1{,}70} + \frac{1}{18}\right)\right] = 76\ °C.$$

C.4.2 - Moment d'origine thermique M_t

Le moment engendré par le gradient thermique dans le fût en béton armé dépend de la pente du diagramme des contraintes d'origine thermique K_t, considérée, pour une température donnée, comme une caractéristique de la section, et du degré de fissuration du béton (section partiellement, entièrement ou non fissurée). Dans ce qui suit on néglige le module de Poisson.

C.4.2.1 - PENTE DU DIAGRAMME DES CONTRAINTES K_t

a) Sens vertical

Considérons un tronçon de cheminée de hauteur l, limité par deux plans horizontaux, dont la température initiale a subi un accroissement t_i sur la paroi intérieure et t_e sur la paroi extérieure ($t_i > t_e$). Nous simplifierons le problème sans commettre d'erreur appréciable en remplaçant la forme tronconique du tronçon de cheminée par un cylindre de même épaisseur h_o. Le gradient thermique est supposé linéaire (fig. C.5).

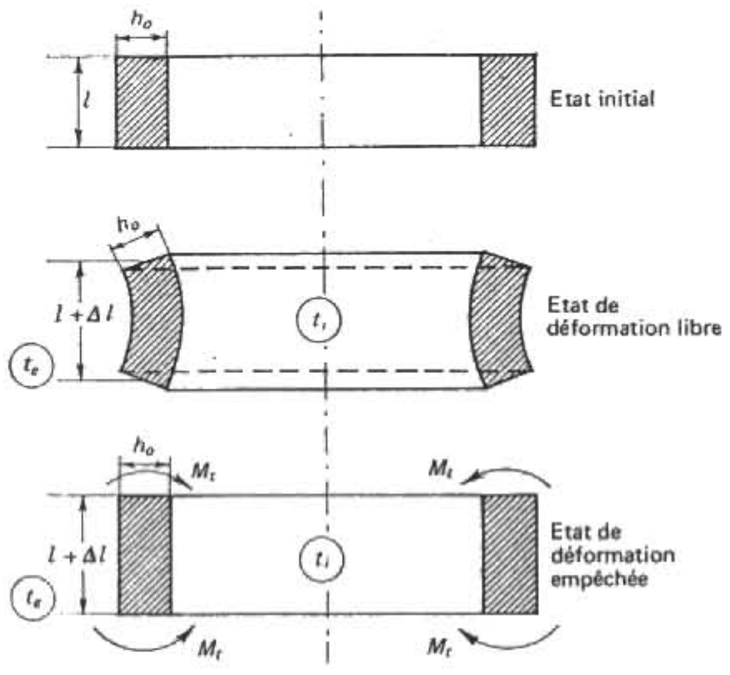


FIG. C.5 — *Gradient thermique. Sens vertical.*

www.bouquin.tk

La variation de température a pour effet de produire dans le sens vertical :

1. Un allongement uniforme du tronçon d'amplitude Δl, où

$$\Delta l = \mu (t_i + t_e)\, l/2,$$

μ désignant le module de dilatation linéaire du matériau qui constitue la cheminée (pour le béton armé $\mu = 10^{-5}$). Cet allongement n'étant pas gêné dans le sens vertical, il n'en résulte aucune contrainte dans la cheminée.

2. Une déformation non uniforme due à la différence de température $t = t_i - t_e$.

Si cette déformation n'était pas gênée par la continuité horizontale du tube circulaire, elle provoquerait un allongement des fibres intérieures de $\mu tl/2$ et un raccourcissement des fibres extérieures de $\mu tl/2$; l'effet de cette déformation se traduirait par la transformation du tronçon cylindrique en volume de révolution décrit par un secteur de couronne circulaire ayant la concavité tournée vers l'extérieur de la cheminée.

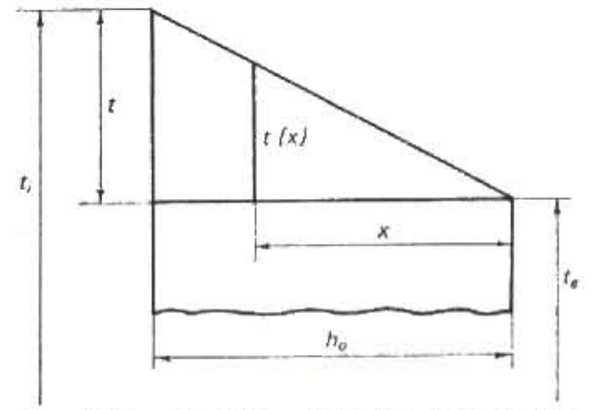


FIG. C.6 — *Variation de la température dans la section.*

Pour ramener le tronçon à sa forme initiale compatible avec la forme de l'ensemble de la cheminée il est nécessaire et suffisant d'appliquer sur tout son contour des couples M_t dont la valeur sera déterminée au cours des § C.4.2.2 à C.4.2.4.

Ces couples M_t ont pour effet d'annuler l'allongement des fibres intérieures et le raccourcissement des fibres extérieures. Il en résulte une compression sur la face intérieure et une traction sur la face extérieure du fût.

Pour trouver la pente du diagramme des contraintes provoquées par le gradient thermique on examine la variation de température dans la section (fig. C.6).

A la distance x de la face extérieure la variation de température est :

$$t\,(x) = tx/h_o.$$

La variation linéaire qui en résulte est :

$$\frac{\Delta l}{l}\,(x) = \mu tx/h_o,$$

et les contraintes engendrées :

$$\sigma\,(x) = E_v \mu tx/h_o.$$

Par dérivation on trouve la pente du diagramme des contraintes :

$$K_t = E_v \mu t / h_o,$$

où E_v est le module d'élasticité du béton sous charge de longue durée.

Les considérations précédentes ne préjugent aucunement de l'état de fissuration du béton, la section pouvant être non fissurée, partiellement ou

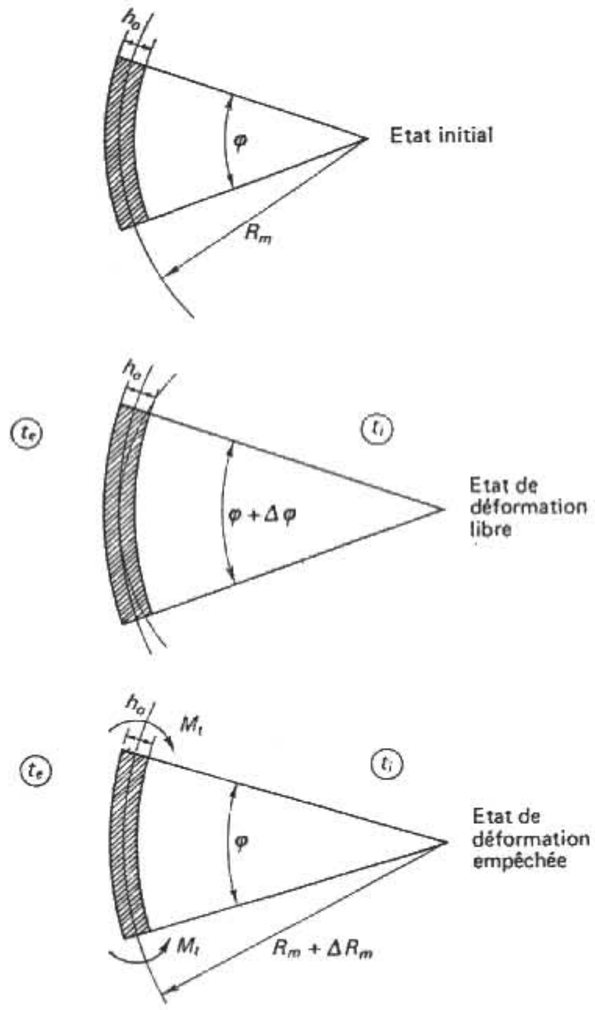


FIG. C.7 — *Gradient thermique. Sens transversal.*

totalement fissurée. Bien entendu, il est supposé que la déformation du béton fissuré suit les mêmes lois que celle du béton non fissuré.

En fait, la pente K_t dépend uniquement du gradient thermique, des caractéristiques de la section et résulte de l'application de la loi de Navier. La

www.bouquin.tk

présence des armatures dans la section n'apporte aucune modification; la contrainte provoquée par le gradient thermique dans l'éventuelle armature située à la distance x de la face extérieure est $n\,\sigma\,(x)$.

b) Sens transversal

Considérons une bande découpée dans la coque et délimitée par deux plans verticaux faisant entre eux l'angle φ. Le rayon moyen est R_m. Si l'on expose cette bande à des températures différentes sur chacune de ses faces, les déformations qui en résultent auront le même caractère que dans le cas précédent, c'est-à-dire :

1. Un allongement uniforme libre, transformant le rayon R_m en $R_m + \Delta R_m$.

2. Une déformation non uniforme qui donnera lieu à des moments intérieurs M_t ramenant la coque à sa forme circulaire (fig. C.7).

La pente du diagramme des contraintes sera déterminée par les mêmes relations que précédemment.

C.4.2.2 - MOMENT D'ORIGINE THERMIQUE M_t EN SECTION SOUMISE A LA FLEXION SIMPLE

Supposons une section unitaire verticale ou transversale du fût soumise uniquement à l'action du moment M_t (fig. C.8 *a*).

La section est armée d'une nappe extérieure et d'une nappe intérieure ayant respectivement un pourcentage d'acier $\frac{\varpi_e}{100} = \frac{A_e}{1 \times h_o}$ et $\frac{\varpi_i}{100} = \frac{A_i}{1 \times h_o}$.

Le rapport entre les sections (ou les pourcentages) d'acier comprimé et tendu est désigné par c. Dans le cas présent, M_t provoquant des compressions à l'intérieur et des tractions à l'extérieur, $c = \varpi_i/\varpi_e = A_i/A_e$.

La somme des pourcentages $\varpi_e + \varpi_i = \Sigma\,\varpi$.

Notons par $\alpha\,h_o$ la distance entre la fibre la plus comprimée (ou la moins tendue) de la section et l'axe neutre, par ξ le rapport h/h_o, et mettons en évidence la pente K_t du diagramme des contraintes provoquées par le gradient thermique.

Ecrivons les équations d'équilibre de la section sous l'action de la sollicitation extérieure M_t et des contraintes intérieures.

$$N = K_t\,h_o^2 \left(\frac{\alpha^2}{2} + \bar{N}\right) = 0; \quad \frac{\alpha^2}{2} + \bar{N} = 0$$

$$\bar{N} = n\,\frac{\varpi_e}{100}\,[\xi\,(c-1) + \alpha\,(c+1) - c]$$

$$M_t = n\,K_t\,\frac{\varpi_e}{100}\,h_o^3\,(\xi - \alpha)\left(\xi - \frac{\alpha}{3}\right).$$

www.geniecivil.org

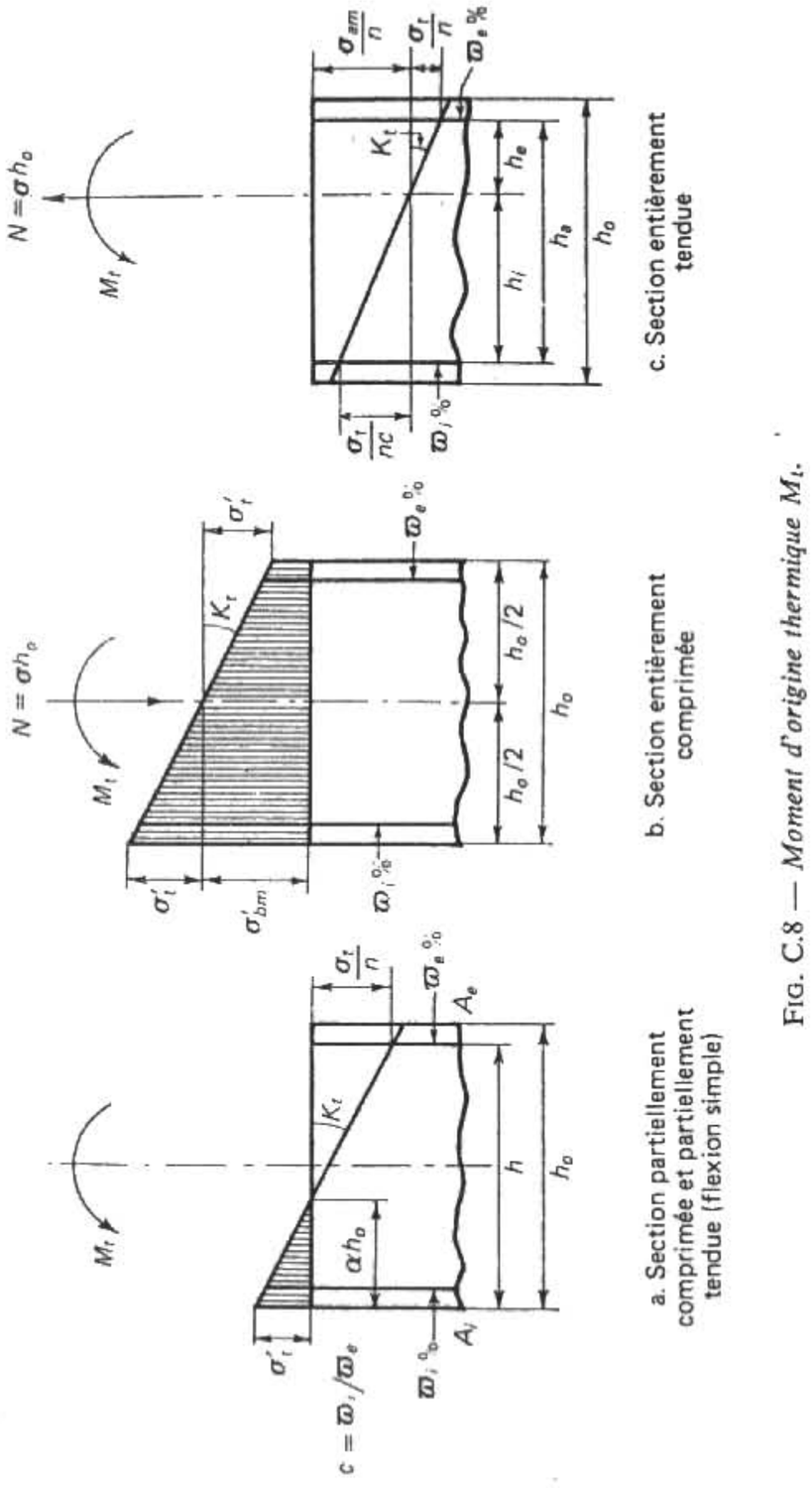


FIG. C.8 — *Moment d'origine thermique M_t.*

La valeur de α peut être fournie directement par le tableau C.2; il faut noter d'ailleurs que cette valeur, définissant la position de l'axe neutre, ne dépend que des caractéristiques géométriques de la section (ferraillage compris).

	Valeurs de α				
ϖ %	$c = 0{,}0$	$c = 0{,}5$	$c = 1{,}0$	$c = 1{,}5$	$c = 2{,}0$
0,10	0,1406	0,1433	0,1457	0,1479	0,1500
0,12	0,1526	0,1550	0,1571	0,1590	0,1607
0,14	0,1635	0,1654	0,1671	0,1687	0,1701
0,16	0,1734	0,1749	0,1762	0,1774	0,1785
0,18	0,1825	0,1836	0,1845	0,1853	0,1861
0,20	0,1911	0,1916	0,1921	0,1926	0,1930
0,22	0,1991	0,1991	0,1992	0,1992	0,1993
0,24	0,2066	0,2062	0,2058	0,2054	0,2051
0,26	0,2138	0,2128	0,2119	0,2112	0,2105
0,28	0,2206	0,2190	0,2177	0,2165	0,2155
0,30	0,2270	0,2250	0,2232	0,2216	0,2202
0,32	0,2332	0,2306	0,2283	0,2264	0,2246
0,34	0,2391	0,2359	0,2332	0,2309	0,2288
0,36	0,2448	0,2411	0,2379	0,2351	0,2327
0,38	0,2503	0,2460	0,2423	0,2392	0,2364
0,40	0,2555	0,2507	0,2466	0,2430	0,2400
0,42	0,2606	0,2552	0,2506	0,2467	0,2433
0,44	0,2655	0,2696	0,2545	0,2502	0,2465
0,46	0,2703	0,2638	0,2582	0,2535	0,2495
0,48	0,2749	0,2678	0,2618	0,2568	0,2524
0,50	0,2794	0,2717	0,2653	0,2598	0,2552
0,52	0,2837	0,2755	0,2686	0,2628	0,2578
0,54	0,2879	0,2792	0,2718	0,2656	0,2604
0,56	0,2921	0,2827	0,2749	0,2684	0,2628
0,58	0,2961	0,2861	0,2779	0,2710	0,2652
0,60	0,2999	0,2895	0,2808	0,2736	0,2674
0,62	0,3037	0,2927	0,2836	0,2760	0,2696
0,64	0,3075	0,2959	0,2863	0,2784	0,2717
0,66	0,3111	0,2989	0,2890	0,2807	0,2737
0,68	0,3146	0,3019	0,2915	0,2829	0,2767
0,70	0,3181	0,3048	0,2940	0,2851	0,2776
0,72	0,3214	0,3077	0,2964	0,2872	0,2794
0,74	0,3247	0,3104	0,2988	0,2892	0,2812
0,76	0,3280	0,3131	0,3011	0,2912	0,2829
0,78	0,3312	0,3158	0,3033	0,2931	0,2846
0,80	0,3343	0,3183	0,3055	0,2949	0,2862

Tableau C.2. — Valeurs de α en flexion simple

www.bouquin.tk

L'équation $\frac{\alpha^2}{2} + \bar{N} = 0$ s'applique aussi bien aux sections sujettes aux effets du moment d'origine thermique M_t qu'aux sections soumises à l'action de tout autre moment fléchissant.

C.4.2.3 - MOMENT D'ORIGINE THERMIQUE M_t EN SECTION ENTIÈREMENT COMPRIMÉE

On considère que la section est homogène et que le ferraillage ne déplace pratiquement pas son centre de gravité situé à mi-épaisseur de la paroi (fig. C.8 *b*).

Le moment M_t exerce une surcompression de la partie de la section située vers l'intérieur et une décompression de la partie de la section située vers l'extérieur du fût. Sa valeur est

$$M_t = K_t\, h_o^3/12.$$

C.4.2.4 - MOMENT D'ORIGINE THERMIQUE M_t EN SECTION ENTIÈREMENT TENDUE

On considère que la section du béton est complètement fissurée. Le centre de gravité du ferraillage est situé à une distance $h_e = ch_a/(1 + c)$ de la nappe extérieure et $h_i = h_a/(1 + c)$ de la nappe intérieure, où h_a est la distance entre les deux nappes (voir fig. C.8 *c*). Le gradient thermique introduit une surtension dans le ferraillage extérieur et une détension dans le ferraillage intérieur. Connaissant la pente K_t on obtient

$$M_t = \frac{n\, c\, \varpi_e\, K_t\, h_o\, h_a^2}{100\,(1 + c)}$$

ou bien, en mettant en évidence la section d'acier extérieur A_e,

$$M_t = \frac{n\, c\, A_e\, K_t\, h_a^2}{(1 + c)}.$$

On peut observer que l'augmentation de la section d'acier se traduit par l'accroissement du moment M_t, et que, d'autre part, le moment M_t diminue proportionnellement avec la valeur du rapport c. A la limite, pour $c = 0 \rightarrow M_t = 0$; la section entièrement tendue, ferraillée d'une seule nappe d'armatures extérieures ne peut subir au droit des fissures aucune contrainte d'origine thermique.

www.bouquin.tk

Remarques

1. Dans la cheminée en service, le moment d'origine thermique M_t engendre *toujours* des compressions (ou des détensions) sur la face intérieure — la plus chaude — et des tractions (ou des décompressions) sur la face extérieure — la plus froide.

2. Le moment d'origine thermique M_t provient d'une déformation empêchée. La diminution de la rigidité de la section produit une réduction du moment M_t.

Il en résulte que le moment M_t diminue au fur et à mesure que l'on passe de la section homogène non fissurée à la section partiellement fissurée et puis à la section totalement fissurée. Les équations précédentes confirment cette remarque intuitive.

Exemple numérique

Considérons une section verticale ou transversale découpée dans le fût d'une cheminée.

Gradient thermique $t = 80$ °C, épaisseur du fût $h_o = 25$ cm, rapport $\xi = 0{,}8$, coefficient d'élasticité $E_v = 120\,000$ kg/cm², ferraillage symétrique $c = 1$, pourcentage $\varpi_e = \varpi_i = 0{,}2$.

1. Section partiellement comprimée, partiellement tendue. Flexion simple.

Le tableau C.2 fournit pour $c = 1$ et $\varpi_i = \varpi_e = 0{,}2$ la valeur $\alpha = 0{,}19$.

Pente du diagramme des contraintes $K_t = E_v \mu t/h_o = 120\,000 \times 10^{-8} \times 80/25 = 3{,}84$ kg/cm³.

$$M_t = 15 \times 3{,}84 \times 25^3 \times 0{,}002\,(0{,}8 - 0{,}19)\,(0{,}8 - 0{,}19/3) = 810 \text{ kgm/m}.$$

2. Section entièrement comprimée.

Supposons la même section entièrement comprimée.

Le moment d'origine thermique est :

$$M_t = (3{,}84 \times 25^3)/12 = 5\,000 \text{ kgcm/cm} = 5\,000 \text{ kgm/m}.$$

3. Section entièrement tendue.

Avec la même section, en prenant pour distance entre les nappes extérieure et intérieure $h_a = 15$ cm, on trouve :

$$M_t = \frac{15 \times 1 \times 0{,}2 \times 3{,}84 \times 25 \times 15^2}{100\,(1 + 1)} = 324 \text{ kgcm/cm} = 324 \text{ kgm/m}.$$

On suit, dans cet exemple, la chute du moment d'origine thermique au fur et à mesure que l'on passe de la section entièrement comprimée à la section entièrement tendue, par l'intermédiaire de la section partiellement comprimée et partiellement tendue soumise à la flexion simple.

C.5 - Sollicitations locales d'origine autre que thermique

C.5.1 - Moments d'ovalisation M_o

L'évaluation des moments d'ovalisation pour une structure cylindrique ou tronconique est indiquée dans le chapitre « Action du vent ».

En réalité, le fût d'une cheminée est généralement raidi par les consoles intérieures supportant le briquetage, ou par les plates-formes permettant la visite des conduits de fumée (dans le cas des conduits métalliques). Ces raidisseurs constituent des diaphragmes horizontaux capables d'empêcher localement la déformation du fût. Dans ce cas, les moments d'ovalisation n'existent que sur une certaine hauteur, entre les raidisseurs, au voisinage desquels leur valeur est presque nulle. En pratique, le ferraillage annulaire déterminé pour la section non raidie est prolongé au droit des raidisseurs, et constitue à ce niveau, une sécurité supplémentaire.

C.5.2 - Moments d'ensoleillement M_r

L'action dissymétrique de l'ensoleillement (une face de la cheminée exposée au soleil, l'autre abritée) engendre des moments locaux semblables, en ce qui concerne leurs effets, aux moments d'ovalisation.

Kammerling [30] propose les valeurs suivantes :

$$M_{re} = \frac{\mu\, T_s\, E_v\, h_o^3}{5\, D_m},$$

$$M_{ri} = \frac{\mu\, T_s\, E_v\, h_o^3}{2{,}75\, D_m}.$$

Dans ces formules μ est le module de dilatation linéaire ($\mu = 10^{-5}$) et T_s est la différence de température entre les faces exposée et abritée (on prend d'habitude $T_s = 30°$).

www.bouquin.tk

C.5.3 - Moments produits par les consoles intérieures M_c

La gaine en briques, prévue souvent à l'intérieur des cheminées, est supportée par des poutres annulaires, prenant appui sur des consoles encastrées dans la coque en béton armé.

Les moments fléchissants engendrés par ces consoles étaient jusqu'à ces dernières années assez faibles pour être négligés dans les calculs pratiques. Maintenant, de plus en plus fréquemment, les maîtres d'ouvrages demandent de ménager un espace visitable de 60 à 80 cm entre le fût et la gaine. L'augmentation de la longueur des consoles entraîne l'augmentation des moments qui, dans certains cas, produisent des contraintes dont la valeur peut représenter jusqu'à 30 % des contraintes totales de calcul de la coque.

Le moment engendré par les consoles par unité de longueur de pourtour de la cheminée est :

$$M_c = Be$$

où : B est le poids du briquetage par unité de longueur,
e est la distance entre la gaine et le fût.

Il est entendu que les consoles sont suffisamment rapprochées sur le pourtour pour considérer qu'elles constituent pratiquement un porte-à-faux continu.

On suppose que la distribution du moment M_c entre les tronçons situés au-dessus et au-dessous des consoles s'effectue conformément au diagramme représenté sur la figure C.9. Il en résulte deux moments M_{ce} et M_{ci}, égaux

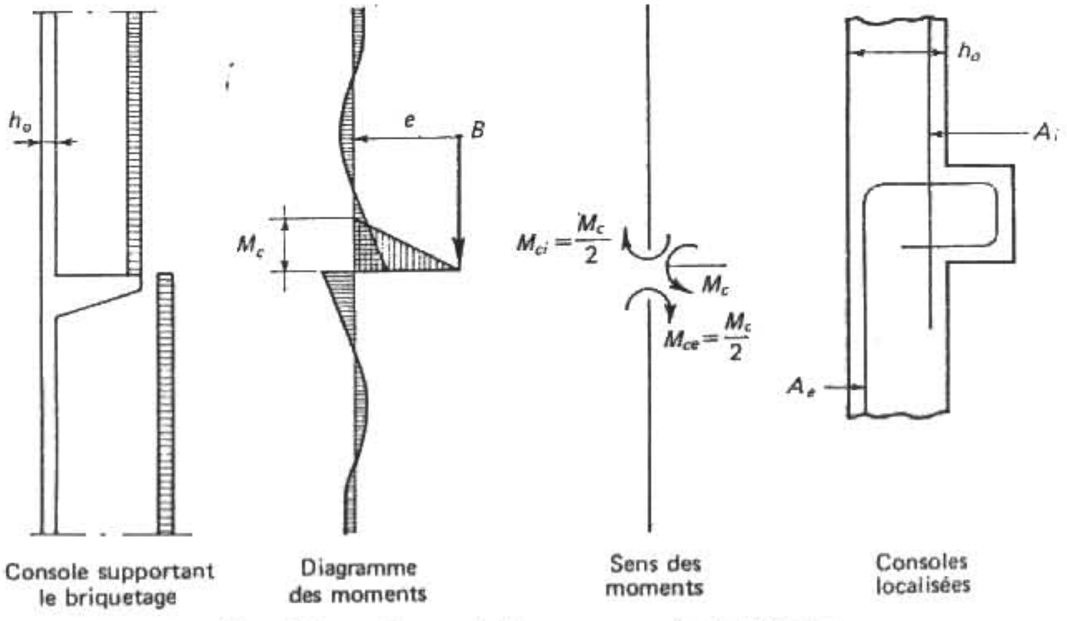


FIG. C.9 — *Moments dus aux consoles intérieures.*

à $M_c/2$ et de sens contraire, produisant des tractions respectivement sur la face intérieure du fût au-dessus des consoles et sur la face extérieure du fût au-dessous des consoles.

Poutres annulaires au niveau des consoles intérieures

Dans certains cas, un calcul plus précis permet de distribuer une partie des moments M_c aux poutres annulaires, incorporées dans le fût, situées au niveau des consoles intérieures. La répartition du moment M_c s'effectue en écrivant l'égalité des rotations des éléments suivants au niveau des consoles intérieures (fig. C.10) :

1. Une bande verticale de largeur unitaire supposée articulée à la mi-distance entre les deux consoles successives.

2. L'anneau incorporé dans le fût, de largeur égale à h_o et de hauteur égale à d.

La hauteur conseillée de d est égale à la hauteur de la console plus 2 h_o.

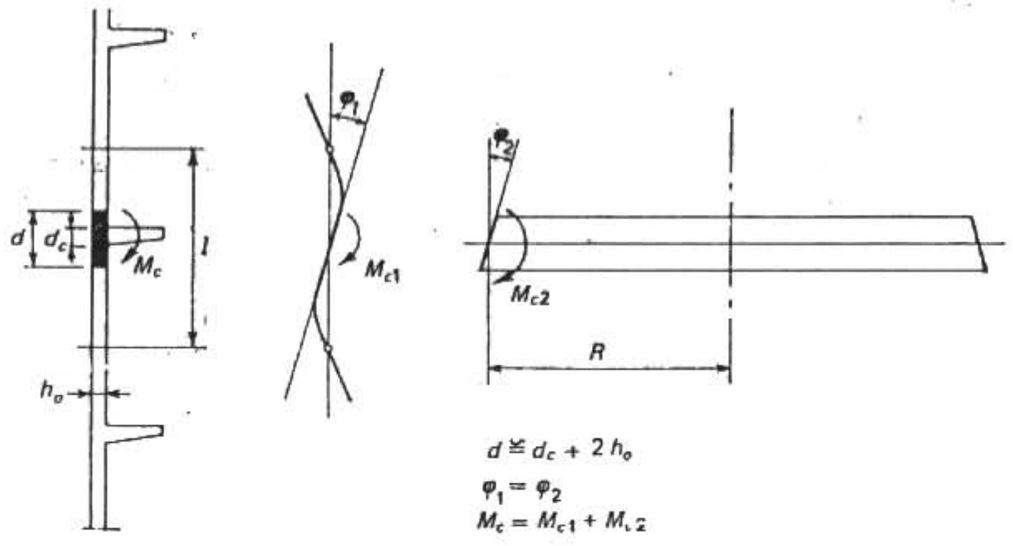


FIG. C.10 — *Répartition du moment M_c entre l'anneau incorporé et les bandes verticales.*

Le moment M_c peut se décomposer en :

$$M_{c1} = M_c \frac{a}{a+b}$$

$$M_{c2} = M_c \frac{b}{a+b}$$

où : M_{c1} = le moment équilibré par la bande verticale,
M_{c2} = le moment équilibré par l'anneau incorporé,

www.bouquin.tk

l = la distance entre deux consoles mesurée sur la verticale,

$a = 144 \dfrac{l^2 R^2}{h_o d^3}$,

$b = \dfrac{24\, l^3}{h_o^3}$.

Le moment M_{c1} remplacera M_c dans le calcul indiqué précédemment. Le moment M_{c2} sera équilibré par l'anneau incorporé soumis à la flexion pure $M = M_{c2}\, R$, qui produit des tractions dans les armatures annulaires inférieures.

Consoles localisées

Les consoles assez espacées, qui ne forment plus un porte-à-faux pratiquement continu, sont généralement à déconseiller, surtout dans le cas des coques de faible épaisseur. Néanmoins, si de telles consoles sont adoptées, leur calcul sera dissocié de celui du fût, qui suppose des sollicitations continues réparties sur toute la longueur de la circonférence. Localement on pourra prévoir un ferraillage supplémentaire $A_e = A_i = M_{ce}/\bar{\sigma}_a\, z$ (voir fig. C.9).

Remarque sur la position dans l'espace des sollicitations locales

En ce qui concerne leur position dans l'espace, les sollicitations locales peuvent être classifiées comme suit : sollicitations agissant dans le plan vertical (M_c), sollicitations agissant dans le plan horizontal (M_o et M_r), et sollicitations agissant dans les plans vertical et horizontal (M_t).

Exemple numérique

Considérons une cheminée ayant le diamètre moyen $D_m = 16$ m, l'épaisseur $h_o = 0{,}30$ m, l'écartement entre deux consoles mesuré sur la verticale $l = 10$ m, le poids du briquetage par unité de longueur de la circonférence $B = 2$ t/m, la distance entre la gaine et le fût $e = 0{,}20$ m. La pression du vent au niveau pris en considération $q = 0{,}1$ t/m²; le coefficient de dimension $\delta_o \cong 1$, le coefficient $\gamma_o = 1{,}3$.

a) Moments d'ovalisation

Conformément au § A.3.1.2 on trouve :

$M_{oi} = 0{,}071\, q\, \delta_o\, D_m^2 = 0{,}071 \times 0{,}1 \times 1 \times 16^2 = 1{,}82$ tm/m,

$M_{oe} = 0{,}064\, q\, \delta_o\, D_m^2 = 0{,}064 \times 0{,}1 \times 1 \times 16^2 = 1{,}64$ tm/m.

b) Moments d'ensoleillement

$$M_{re} = \frac{\mu\, T_s\, E_v\, h_o^3}{5\, D_m} = \frac{10^{-5} \times 30 \times 1{,}2 \times 10^6 \times 0{,}30^3}{5 \times 16} = 0{,}12 \text{ tm/m},$$

$$M_{ri} = \frac{\mu\, T_s\, E_v\, h_o^3}{2{,}75\, D_m} = \frac{10^{-5} \times 30 \times 1{,}2 \times 10^6 \times 0{,}30^3}{2{,}75 \times 16} = 0{,}22 \text{ tm/m}.$$

c) Moments produits par les consoles intérieures

$$M_e = Be = 2 \times 0{,}20 = 0{,}40 \text{ tm/m},$$

$$M_{ee} = M_{ei} = M_e/2 = 0{,}40/2 = 0{,}20 \text{ tm/m}.$$

En considérant la poutre annulaire incorporée au niveau des consoles, on trouve (la hauteur de la console est de 0,40 m) :

$$d = 0{,}40 + 2 \times 0{,}30 = 1 \text{ m},$$

$$a = 144 \frac{l^2 R^2}{h_e d^3} = 144 \frac{10^2 \times 8^2}{0{,}30 \times 1^3} = 3{,}08 \times 10^6,$$

$$M_{e1} = M_e \frac{a}{a+b} = M_e \frac{3{,}08 \times 10^6}{3{,}08 \times 10^6 + \dfrac{24 \times 10^3}{0{,}30^3}} = 0{,}78\, M_e,$$

$$M_{e2} = 0{,}22\, M_e.$$

Les bandes verticales sont capables d'équilibrer 78 % du moment M_e, d'où $M_{ee} = M_{ei} = 0{,}78 \times 0{,}20 = 0{,}15$ tm/m.

La poutre annulaire est capable d'équilibrer 22 % du moment M_e, soit $0{,}22 \times 0{,}40 \simeq 0{,}1$ tm/m.

L'anneau est soumis à une flexion pure $M = 0{,}1 \times 8 = 0{,}8$ tm.

Le ferraillage circulaire correspondant est

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a z} = \frac{80\,000}{2\,000 \times 0{,}87 \times 90} = 0{,}52 \text{ cm}^2.$$

On peut tirer les conclusions suivantes, valables d'ailleurs pour un grand nombre de cheminées de dimensions courantes.

Dans le sens transversal, les moments d'ensoleillement sont faibles par rapport aux moments d'ovalisation.

Dans le sens vertical, les moments dus aux consoles peuvent être réduits d'environ 20 % à cause de la poutre annulaire incorporée. Le ferraillage annulaire théorique de celle-ci est négligeable; de plus, cette poutre annulaire étant située au droit des raidisseurs où l'ovalisation est presque nulle, il en résulte qu'en pratique la réduction de 20 % peut s'effectuer sans augmenter en contrepartie les armatures transversales.

Nota. Différences fondamentales entre les sollicitations d'ensemble et locales

Au-delà des prescriptions réglementaires, l'ingénieur doit être conscient de la différence de nature entre les sollicitations d'ensemble et locales et doit effectuer ses études en conséquence. Une erreur d'appréciation des sollicitations d'ensemble peut avoir des conséquences graves. Par contre, les erreurs concernant les sollicitations locales ne peuvent aboutir qu'à des désordres, désagréables certes, mais généralement sans risque d'effondrement. Ces erreurs n'affecteront pas le coefficient de sécurité de la structure à l'état limite de rupture.

www.bouquin.tk

Certaines approximations dans l'étude des sollicitations locales peuvent, en conséquence, être parfois tolérées.

C.6 - Bases du calcul

C.6.1 - Actions réglementaires de calcul

Les « Règles applicables à la construction des cheminées en béton armé » définissent comme « action » toute force extérieure ou déformation imposée, prise dans le sens le plus général, dont les effets, qui peuvent être multiples, sont les sollicitations d'ensemble ou locales.

C.6.2 - Classement des cheminées en deux catégories

En ce qui concerne le calcul, les Règles divisent les cheminées en deux catégories :

a) Cheminées catégorie A, remplissant l'une au moins des conditions suivantes :

1. Hauteur totale dépassant 120 m.
2. Pour toute section de calcul, le rapport h/D_m supérieur à 20 (h étant la distance entre la section considérée et le sommet).
3. Définie comme telle par le maître d'ouvrage.

b) Cheminées catégorie B, les cheminées n'entrant pas dans la catégorie A

Le classement des cheminées en deux catégories correspond au souci des auteurs des Règles d'imposer une étude plus précise pour les cheminées de grande hauteur ou très élancées.

C.6.3 - Cas de charge

L'étude d'une cheminée s'effectue en deux étapes : d'abord on établit les dimensions de l'ouvrage en tenant surtout compte de l'expérience existante (tableau C.1), ensuite on vérifie plusieurs sections, généralement situées au droit des discontinuités (consoles intérieures, plates-formes, etc.). Le calcul de chaque section est assez compliqué, les contraintes maximales dans le béton, le ferraillage vertical (nappes extérieure et intérieure) et le ferraillage transversal (nappes extérieure et intérieure) étant provoquées par des cas de charge différents. De plus, chaque vérification des contraintes comporte deux calculs complets, pour les sollicitations de premier et de deuxième genres (§ A.6).

Afin d'organiser les calculs nous avons groupé les divers cas de charge comme suit :

Cas de charge A, correspondant aux sollicitations d'ensemble.
Cas de charge B, correspondant aux sollicitations locales.
Cas de charge C, correspondant aux sollicitations d'ensemble et locales.

Le cas de charge B a été divisé en trois sous-groupes, correspondant respectivement au gradient thermique, aux moments locaux, et au gradient thermique plus moments locaux.

Ces cas de charge, les sollicitations respectives, la face ou la paroi étudiée et les contraintes admissibles dans le béton et l'acier sont présentés dans le tableau C.3, comprenant 4 volets (cheminées catégories A et B, sollicitations de premier et deuxième genres). En outre, pour faire la correspondance avec les Règles, le tableau C.3 indique la notation réglementaire de chaque cas de charge : S_1^1, S_2^2, etc.

Remarques sur le tableau C.3.

1. Certaines sollicitations tenant compte de l'action des séismes ou de la température exceptionnelle (notées dans les Règles par S_2^3, etc.) ont été volontairement omises afin de simplifier le texte. Ces sollicitations sont rarement rencontrées dans la pratique courante.

2. Le cas de charge supplémentaire (S_1^0) peut se présenter quand il est nécessaire de vérifier la cheminée allégée du poids du briquetage sur toute sa hauteur ou sur l'intervalle compris entre deux consoles. Il s'agit en fait d'une situation provisoire qui peut apparaître en cours d'exécution ou pendant la période de réparation du revêtement; on peut donc se montrer tolérant envers un éventuel léger dépassement des contraintes admissibles.

Cheminées catégorie « A ». Sollicitations du premier genre.

			Cas de charge A				Cas de charge B				Cas de charge C		
								Sollicitations locales					
			Notation Règles	Face étudiée	Sollicitations d'ensemble	Contraintes admissibles	Paroi étudiée	Charge B1	Charge B2	Charge B3 = B1 + B2	Notation Règles	Sollicitations d'ensemble + locales	Contraintes admissibles
												Charge A + B3	
Sens vertical	Béton		S_1^1	Sous le vent	M'; 0,8 M_s'; M_v'; G; P	$\sigma_b' = 0{,}30\,\sigma_{28}'$	Int.	t	M_{ce}	t; M_{ce}	S_1^3	M; 0,8 M_s'; M_v'; G; P; t; M_{ce}	$\bar{\sigma}_b' = 0{,}30\,\psi_b \left(1 + \frac{2\,M_h}{\sigma_1^1\, h_0^2}\right) \sigma_{28}'$ ou $0{,}60\,\psi_b\,\sigma_{28}'$ (**)
Sens vertical	Ferraillage vertical	Nappes Ext.	S_1^1	Au vent	M' 0,8 M_s'; M_v'; G; P	—	Ext.	t	M_{ce}	t; M_{ce}	S_1^3	M; 0,8 M_s'; M_v'; G; P; t; M_{ce}	$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3}\,\psi_a\,\sigma_{en}$ ou σ_1
		Nappes Int.					Int.	—	M_{ct}	M_{ct}	S_1^4	M; 0,8 M_s'; M_v'; G; P; M_{ct}	$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3}\,\sigma_{en}$ ou σ_1
Sens transversal	Béton		S_1^1	Au vent	—	—	Ext.	—	M_{ot}; 0,8 M_{rt}	M_{ot}; 0,8 M_{rt}	S_1^3 (*)	M_{ot}; 0,8 M_{rt}	$\bar{\sigma}_b' = 0{,}60\,\sigma_{28}'$
Sens transversal	Ferraillage transversal	Nappes Ext.	S_1^1	Latérale	H		Ext.	t	M_{oe}; 0,8 M_{rt}	t; M_{oe}; 0,8 M_{rt}	S_1^3	H; t; M_{oe}; 0,8 M_{rt}	$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3}\,\psi_a\,\sigma_{en}$ ou σ_1
		Nappes Int.	S_1^1	Au vent	—	—	Int.	—	M_{ot}; 0,8 M_{rt}	M_{ot}; 0,8 M_{rt}	S_1^4	M_{ot}; 0,8 M_{rt}	$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3}\,\sigma_{en}$ ou σ_1

			Cas de charge A (supplémentaire)			
Sens vertical	Ferraillage vertical	Nappes Ext.	S_1^0	Au vent	M; 0,8 M_s'; M_v'; G	$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3}\,\sigma_{en}$ ou σ_2
		Nappes Int.				

σ_1^1 = la contrainte dans le béton sous la sollicitation S_1^1 :

$$M_h = M_{ce} + \frac{E_v\,\mu\,h_0^3\,t}{12}\,;\quad E_v = 7\,000\,\sqrt{\psi_b\,\sigma_{28}'}.$$

(*) Cas de charge à prendre en compte à titre exceptionnel et uniquement au quart supérieur de la hauteur de la cheminée.

(**) On peut simplifier les calculs en prenant $\bar{\sigma}_b' = \alpha_1\,\psi_b\,\sigma_{28}'$.

Tableau C.3. Cas de charge

www.bouquin.tk

Cheminées catégorie « A ». Sollicitation de deuxième genre.

			Cas de charge A				Cas de charge B				Cas de charge C		
								Sollicitations locales				Sollicitations d'ensemble + locales	
			Notation Règles	Face étudiée	Sollicitations d'ensemble	Contraintes admissibles	Paroi étudiée	Charge B1	Charge B2	Charge B3 = B1 + B2	Notations Règles	Charge A + B3	Contraintes admissibles
Sens vertical	Béton		S_2^1	Sous le vent	1,925 M; 1,925 M_v'; 1,1 G; 1,1 P	$\bar{\sigma}_b' = 0{,}45\ \sigma_{28}'$	Int.	t	1,1 M_{ce}	t; 1,1 M_{ce}	S_2^4	1,925 M; 1,925 M_v'; 1,1 G; 1,1 P; t; 1,1 M_{ce}	$\bar{\sigma}_b' = 0{,}45\ \psi_b \left(1 + \frac{2\,M_h}{\sigma_2^1\, h_0^2}\right) \sigma_{28}'$ ou $0{,}90\ \sigma_{28}'\ \psi_b$ (**)
	Ferraillage vertical	Nappes Ext.	S_{ae}^2	Au vent	1,925 M; 1,925 M_v'; 0,9 G; 0,9 P	$\bar{\sigma}_a = \sigma_{en}$	Ext.	t	0,9 M_{ce}	t; 0,9 M_{ce}	S_2^5	1,925 M; 1,925 M_v'; 0,9 G; 0,9 P; t 0,9 M_{ce}	$\bar{\sigma}_a = \sigma_{en}$
		Nappes Int.				—	—	—	—	—	—	—	—
Sens transversal	Béton		S_2^1	Au vent	—	—	Ext.	—	1,925 M_{oi}	1,925 M_{oi}	S_2^4 (*)	1,925 M_{oi}	$\bar{\sigma}_b' = 0{,}90\ \sigma_{28}'$
	Ferraillage transversal	Nappes Ext.	S_{ae}^2	Latérale	1,925 H	—	Ext.	t	1,925 M_{oe}	1,925 M_{oe}	S_2^5	1,925 H; t; 1,925 M_{oe}	$\bar{\sigma}_a = \sigma_{en}$
		Nappes Int.	S_{ai}^2	Au vent	—	—	—	—	—	—	—	—	—

σ_2^1 = la contrainte dans le béton sous la sollicitation S_2^1 :

$$M_h = 1{,}1\ M_{ce} + \frac{E_v\, h_0^2\, t}{12};\quad E_v = 7\,000\ \sqrt{\psi_b\ \sigma_{28}'}.$$

(*) Cas de charge à prendre en compte à titre exceptionnel et uniquement au quart supérieur de la hauteur de la cheminée (en général le dimensionnement du béton est régi par les sollicitations dans le sens vertical).

(**) On peut simplifier les calculs en prenant $\bar{\sigma}_b' = \alpha_2\ \psi_b\ \sigma_{28}'$.

Tableau C.3. — Cas de charge (suite)

Cheminée catégorie « B ». Sollicitations de premier genre.

			Cas de charge A				Cas de charge B				Cas de charge C		
								Sollicitations locales				Sollicitations d'ensemble + locales	
			Notation Règles	Face étudiée	Sollicitations d'ensemble	Contraintes admissibles	Paroi étudiée	Charge B1	Charge B2	Charge B3 = B1 + B2	Notations Règles	Charge A + B3	Contraintes admissibles
Sens vertical	Béton		S_1^1	Sous le vent	M; G; P	$\bar{\sigma}_b' = 0{,}30\ \sigma_{28}'$	Int.	t	M_{ce}	t; M_{ce}	S_1^3	M; G; P; t; M_{ce}	$\bar{\sigma}_b' = \alpha_1\ \psi_b\ \sigma_{28}'$ ou $0{,}60\ \psi_b\ \sigma_{28}'$
	Ferraillage vertical	Nappes Ext.	S_1^1	Au vent	M; G; P	—	Ext.	t	M_{ce}	t; M_{ce}	S_1^3	M; G; P; t; M_{ce}	$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3}\ \sigma_{en}$ ou σ_2
		Nappes Int.					Int.	—	M_{ci}	M_{ci}	S_1^4	M; G; P; M_{ci}	$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3}\ \sigma_{en}$ ou σ_2
Sens transversal	Béton		—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	Ferraillage transversal	Nappes Ext.	S_1^1	Latérale	H	—	Ext.	t	M_{oe}	t; M_{oe}	S_1^3	H; t; M_{oe}	$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3}\ \sigma_{en}$ ou σ_2
		Nappes Int.	S_1^1	Au vent	—	—	Int.	—	M_{oi}	M_{oi}	S_1^4	M_{oi}	$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3}\ \sigma_{en}$ ou σ_2

			Cas de charge A (supplémentaire)			
Sens vertical	Ferraillage vertical	Nappes Ext.	S_1^3	Au vent	M; G	$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3}\ \sigma_{en}$ ou σ_2

Tableau C.3. — Cas de charge (suite)

Cheminées catégorie « B ». Sollicitation de deuxième genre.

			Cas de charge A				Cas de charge B				Cas de charge C		
			Notation Règles	Face étudiée	Sollicitations d'ensemble	Contraintes admissibles	Paroi étudiée	Sollicitations locales			Notations Règles	Sollicitations d'ensemble + locales	Contraintes admissibles
								Charge B1	Charge B2	Charge B3 = B1 + B2		Charge A + B3	
Sens vertical	Béton		S_2^1	Sous le vent	1,925 M; 1,1 G; 1,1 P	$\bar{\sigma}_b' = 0{,}45\ \sigma_{28}'$	Int.	t	1,1 M_{ce}	t; 1,1 M_{ce}	S_2^4	1,925 M; 1,1 G; 1,1 P; t; 1,1 M_{ce}	$\bar{\sigma}_b' = \alpha_2\ \psi_b\ \sigma_{28}'$ ou 0,90 $\psi_b\ \sigma_{28}'$
	Ferraillage vertical	Nappes Ext.	S_2^2	Au vent	1,925 M; 0,9 G; 0,9 P	$\bar{\sigma}_a = \sigma_{en}$	Ext.	t	0,9 M_{ce}	t; 0,9 M_{ce}	S_2^5	1,925 M; 0,9 G; 0,9 P; t; 0,9 M_{ce}	$\bar{\sigma}_a = \sigma_{en}$
		Nappes Int.					—	—	—	—	—	—	—
Sens transversal	Béton		—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	Ferraillage transversal	Nappes Ext.	S_2^3	Latérale	1,925 H	—	Ext.	t	t; 1,925 M_{oe}	t; 1,925 M_{oe}	S_2^6	1,925 H; t; 1,925 M_{oe}	$\bar{\sigma}_a = \sigma_{en}$
		Nappes Int.	S_2^3	Au vent	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Tableau C.3. — Cas de charge (fin)

L'effort tranchant H est pris en compte au droit des faces latérales de la cheminée, où se situent les cisaillements τ maxima. Le moment maximal M_{oi} est situé au droit de la face au vent (voir aussi fig. A.14). Le moment maximal M_{oe} est situé approximativement au droit des faces latérales (1). La température engendre des tractions sur la paroi extérieure (plus froide) et des compressions sur la paroi intérieure (plus chaude).

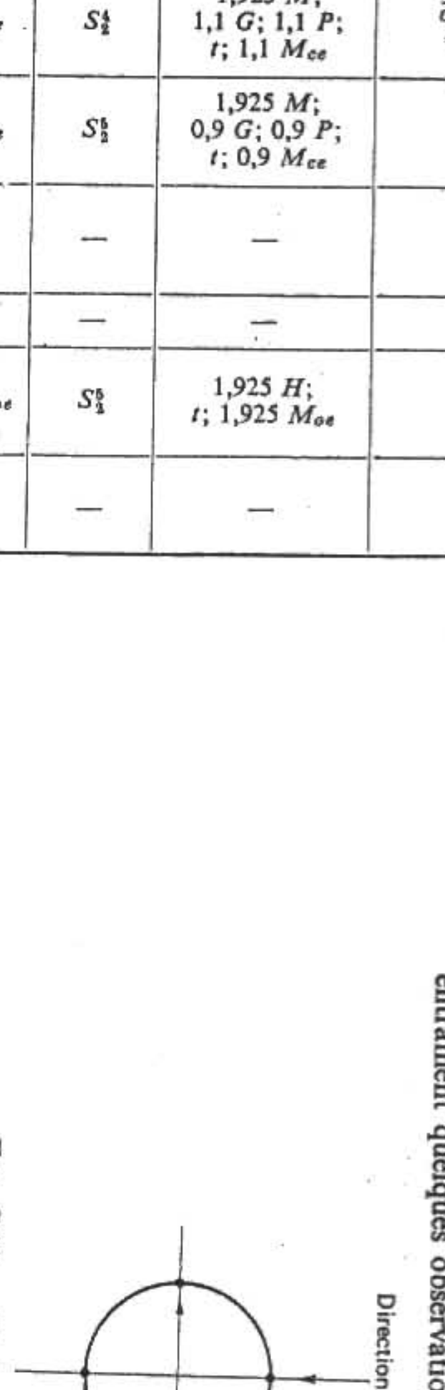


FIG. C.11 — *Etude du ferraillage horizontal (annulaire).*

Il en résulte les hypothèses suivantes pour le cas de charge C :

— Armatures extérieures (S_1^3) et (S_2^5): Effort tranchant H + Moment M_{oe} + température. Calcul au droit des faces latérales.

— Armatures intérieures (S_1^4) : Moment M_{oi}. Calcul au droit de la face au vent.

A ces sollicitations on peut ajouter les moments provenant de l'ensoleillement M_{re} (pour le calcul des armatures extérieures) et M_{ri} (pour le calcul des armatures intérieures). Parfois M_{re} et M_{ri} sont suffisamment petits pour être négligés.

4. En raison de leur faible importance pratique les calculs suivants n'ont pas été évoqués :

— Calcul des armatures intérieures (verticales et transversales) pour les sollicitations de deuxième genre.

— Calcul du béton dans le sens transversal pour les cheminées de catégorie B.

Conformément aux Règles, la pression du vent agissant sur les cheminées de catégorie A peut être affectée d'un coefficient majorateur γ_v, ayant une valeur comprise entre 1 et 1,2.

(1) Certains constructeurs préconisent de ne prendre au droit des faces latérales qu'environ 0,80 à 0,85 M_{oe}. L'auteur de ce livre partage cette opinion.

www.bibliotecapleyades.net

Cette valeur, fixée par le maître d'ouvrage, correspond au désir manifesté par les membres de la Commission des Règles de laisser au client la latitude de diminuer, s'il le souhaite, les risques encourus par certains ouvrages de très grande hauteur sous l'action de cette sollicitation peu connue qu'est le vent.

5. Le coefficient 0,8 qui affecte les sollicitations dues à l'ensoleillement tient compte de la faible probabilité de superposition du vent maximal et du fort rayonnement solaire.

6. Le coefficient 1,925 qui affecte les sollicitations de deuxième genre provoquées par le vent provient de la multiplication de 1,1 par 1,75 (voir § A.6 où 1,1 correspond au coefficient γ_w des Règles BA68).

7. Les coefficients 1,1 et 0,9 qui affectent les sollicitations de deuxième genre dues au poids propre du fût ou du revêtement tiennent compte des possibilités de majoration des efforts dans le béton ou l'acier provoquées par une densité réelle des matériaux différente (plus grande ou plus petite) que celle admise dans les calculs, ainsi que des tolérances d'exécution.

8. Les contraintes admissibles sont données en fonction de la température t_i sur la face intérieure du béton (ne pas confondre avec le gradient thermique t), calculée conf. § C.4.1. Les coefficients ψ_b et ψ_a, affectant respectivement les contraintes admissibles du béton et de l'acier, sont indiqués dans le tableau C.4.

Il faut noter que si l'on ne connaît pas la nature des granulats (tableau C.4 *a*), il est préférable de considérer qu'il s'agit de granulats silico-calcaires, de loin les plus fréquents.

Béton de granulats silico-calcaires		Béton de granulats autres que les silico-calcaires	
$t_i \leqslant 50°$	$50° \leqslant t_i \leqslant 250°$	$t_i \leqslant 100°$	$100° < t_i \leqslant 250°$
$\psi_b = 1$	$\psi_b = 1 - \frac{t_i - 50}{500}$	$\psi_b = 1$	$\psi_b = 1 - \frac{t_i - 100}{800}$

a. Coefficient minorateur ψ_b affectant la résistance du béton.

$t_i \leqslant 200°$	$200° \leqslant t_i \leqslant 250°$
$\psi_a = 1$	$\psi_a = 1 - \frac{t_i - 200}{500}$

b. Coefficient minorateur ψ_a affectant la limite d'élasticité de l'acier.

Tableau C.4. — *Coefficients ψ_b et ψ_a*

www.bouquin.tk

9. Les valeurs σ_2, à ne pas dépasser dans les aciers calculés sous l'action des sollicitations du premier genre, sont indiquées dans le tableau C.5. La

Ø	6	8	10	12	14	16	20	25	32
Fissuration préjudiciable $k = 0{,}5 \times 10^6$	2 320	2 000	1 800	1 640	1 520	1 420	1 270	1 130	1 000
Fissuration non préjudiciable $k = 10^6$	2 750	2 750	2 540	2 320	2 130	2 000	1 800	1 600	1 410
Fissuration limitée $k = 1{,}5 \times 10^6$	2 750	2 750	2 750	2 750	2 630	2 460	2 200	1 970	1 740

Tableau C.5. — Valeurs σ_2

fissuration préjudiciable correspond à une largeur maximale de fissure de 0,1 mm, la fissuration non préjudiciable à une largeur de 0,2 mm, la fissuration limitée à une largeur de 0,3 mm.

10. L'évaluation des contraintes admissibles du béton sous l'effet des sollicitations S_1^1 et S_2^2 demande un calcul assez laborieux, surtout pour les cheminées de catégorie « A ». En ce qui concerne les cheminées de catégorie « B », le calcul peut être effectué à partir des coefficients α_1 et α_2 (tableau C.6).

t^0 / $\frac{M_{ce}}{h_o^2}$ ou $\frac{M_{ci}}{h_o^2}$ (kgm/m/cm²)	0	20	40	60	80	100	120	140
0	0,300	0,315	0,330	0,345	0,360	0,375	0,390	0,405
2	0,310	0,320	0,340	0,350	0,370	0,380	0,400	0,410
4	0,315	0,330	0,345	0,360	0,375	0,390	0,405	0,420

Tableau C.6 a. — Valeurs α_1

t^0 / $\frac{M_{ce}}{h_o^2}$ ou $\frac{M_{ct}}{h_o^2}$ (kgm/m/cm²)	0	20	40	60	80	100	120	140
0	0,450	0,465	0,480	0,495	0,510	0,525	0,540	0,555
2	0,457	0,472	0,487	0,502	0,517	0,532	0,547	0,562
4	0,465	0,480	0,495	0,510	0,525	0,540	0,555	0,570

Tableau C.6 b. — Valeurs α_2

En général on peut simplifier les calculs sans pour autant diminuer notablement leur précision en utilisant les coefficients α_1 et α_2 dans l'étude de toutes les cheminées (la catégorie « A » aussi bien que la catégorie « B ») (1).

C.6.4 - Hypothèses de calcul

a) Sollicitations d'ensemble

Il est supposé que sous l'effet des *sollicitations d'ensemble* la cheminée peut être considérée comme une console et calculée en *théorie de poutre*.

De plus, on suppose que le rapport h_o/D est suffisamment faible pour pouvoir théoriquement concentrer le béton et l'acier dans la surface moyenne afin de calculer les contraintes moyennes σ_{am} et σ'_{bm}.

b) Sollicitations locales

Il est supposé que les *sollicitations locales* produisent uniquement des *flexions locales*.

De plus, il est supposé qu'une section entièrement comprimée (ou tendue) sous l'effet des sollicitations d'ensemble reste entièrement comprimée (ou tendue), après l'intervention des sollicitations locales. De même, une section partiellement comprimée sous l'action des sollicitations d'ensemble reste partiellement comprimée après l'intervention des sollicitations locales. Si la sollicitation d'ensemble est pratiquement nulle, la position de l'axe neutre est approximativement celle d'une section soumise à la flexion simple.

(1) Voir annexe 2, § a.

www.bouquin.tk

c) Superposition des charges

Il est supposé que la superposition des *sollicitations d'ensemble et locales* produit une *flexion composée* dans l'épaisseur de la paroi (flexion + compression ou flexion + traction) et que les méthodes couramment utilisées dans la résistance des matériaux continuent à être applicables.

C.7 - Cas de charge A Sollicitations d'ensemble

Objet du calcul : évaluer des contraintes σ'_{bm} et σ_{am} engendrées par les sollicitations d'ensemble. La structure réelle est remplacée par une structure fictive constituée par la surface moyenne de la coque. Voir l'hypothèse de calcul *a*.

Sollicitations d'ensemble conformément aux Règles : S_1^1, S_1^2, S_2^1, S_2^2.

C.7.1 - Sens vertical

Nous désignerons par V la charge verticale provenant du poids propre ($V = G$), ou du poids propre + charge permanente telle que le briquetage ($V = G + P$).

Le moment d'ensemble M et la charge verticale V sont équilibrés par les efforts normaux répartis sur le pourtour de la coque (fig. C.12). Plusieurs

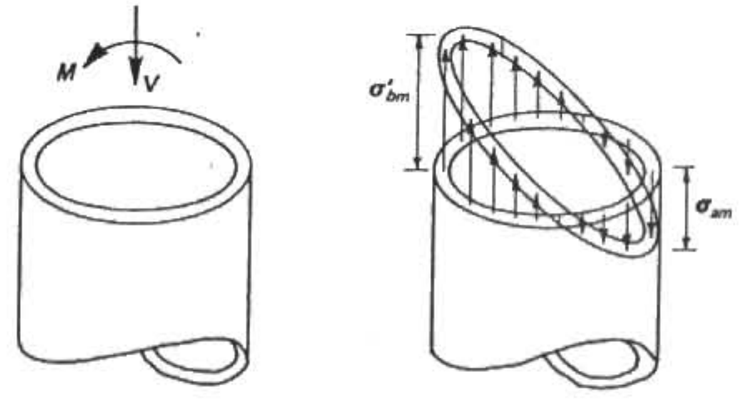


FIG. C.12 — *Cas de charge* A. *Sens vertical.*

méthodes, notamment celle de MM. Chambaud et Lebelle [31] ainsi que la méthode de Saliger ou du règlement américain ACI 307 [32] permettent d'évaluer les contraintes maximales σ'_{bm} dans le béton face sous le vent et σ_{am} dans l'acier face au vent.

Pour le calcul numérique nous présentons les tableaux C.7, qui, sans contredire les auteurs mentionnés ci-dessus, ont pour objet d'apporter des simplifications d'ordre pratique. Les notations correspondant aux tableaux sont indiquées dans la figure C.13. Nous ne donnons pas de justification théorique qui ne présente pas d'intérêt particulier.

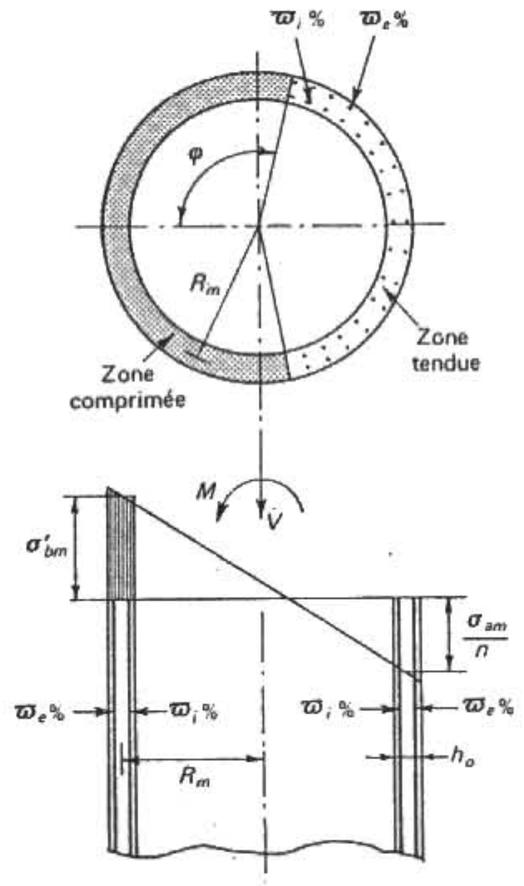


FIG. C.13 — *Cas de charge* A. *Sens vertical.*

Lorsque la section est entièrement comprimée, la contrainte de compression maximale dans le béton est calculée d'après la formule utilisée pour les matériaux homogènes

$$\sigma'_{bm} = (V/\Omega) \pm (Mv/I)$$

où Ω et I sont respectivement l'aire et le moment d'inertie de la section annulaire de béton homogénéisée. On rappelle que $I/v = \pi R_m^2 h_o$.

www.bouquin.tk

Calcul des cheminées et tours annulaires en théorie de poutre sous l'effet des sollicitations d'ensemble (moment M, force V). Sens vertical

On utilise : $a = \dfrac{M}{VR_m}$; $\Sigma\varpi = \varpi_e + \varpi_i$.

où :

M = le moment fléchissant d'ensemble

V = la charge verticale ($V = G$; ou $V = G + P$)

R_m = le rayon moyen

On obtient : φ ; b ; s

Il en résulte $\sigma'_{bm} = \dfrac{Vb}{R_m h_o}$

$\sigma_{am} = n\, s\, \sigma'_{bm}$

φ	Σϖ %	0,2 %	0,3 %	0,4 %	0,5 %	0,6 %	0,7 %	0,8 %	0,9 %	1,00 %	1,10 %	1,20 %	s
46°	a	2,066	3,504	8,009	–	–	–	–	–	–	–	–	5,550
	b	1,587	2,407	4,974	–	–	–	–	–	–	–	–	
48°	a	1,818	2,738	4,685	11,561	–	–	–	–	–	–	–	5,044
	b	1,384	1,880	2,930	6,639	–	–	–	–	–	–	–	
50°	a	1,641	2,283	3,387	5,739	14,189	–	–	–	–	–	–	4,598
	b	1,235	1,563	2,127	3,328	7,644	–	–	–	–	–	–	
52°	a	1,508	1,982	2,698	3,908	6,389	14,374	–	–	–	–	–	4,203
	b	1,122	1,351	1,697	2,282	3,482	7,343	–	–	–	–	–	
54°	a	1,405	1,768	2,271	3,014	4,218	6,515	12,613	77,427	–	–	–	3,851
	b	1,032	1,198	1,428	1,768	2,319	3,370	6,161	35,818	–	–	–	
56°	a	1,323	1,610	1,982	2,485	3,201	4,303	6,213	10,345	25,951	–	–	3,537
	b	0,959	1,083	1,244	1,462	1,772	2,248	3,074	4,862	11,613	–	–	
58°	a	1,255	1,487	1,774	2,137	2,613	3,262	4,201	5,681	8,353	14,641	47,202	3,254
	b	0,898	0,993	1,110	1,258	1,452	1,718	2,101	2,705	3,797	6,365	19,664	
60°	a	1,199	1,390	1,617	1,891	2,230	2,660	3,219	3,982	5,081	6,802	9,883	3,000
	b	0,846	0,920	1,007	1,113	1,243	1,408	1,624	1,917	2,340	3,003	4,188	
62°	a	1,151	1,310	1,494	1,708	1,961	2,266	2,633	3,101	3,704	4,506	5,633	2,769
	b	0,802	0,859	0,926	1,003	1,095	1,205	1,340	1,509	1,725	2,016	2,423	
64°	a	1,111	1,244	1,395	1,567	1,763	1,990	2,255	2,569	2,948	3,412	3,995	2,561
	b	0,763	0,808	0,860	0,918	0,984	1,061	1,151	1,258	1,386	1,543	1,741	
66°	a	1,075	1,189	1,315	1,454	1,610	1,785	1,983	2,209	2,470	2,772	3,129	2,371
	b	0,729	0,765	0,805	0,849	0,898	0,954	1,017	1,088	1,170	1,266	1,379	
68°	a	1,043	1,141	1,247	1,363	1,489	1,628	1,781	1,951	2,141	2,354	2,594	2,198
	b	0,699	0,727	0,759	0,793	0,830	0,871	0,916	0,966	1,021	1,084	1,154	
70°	a	1,015	1,100	1,190	1,287	1,391	1,503	1,625	1,757	1,901	2,056	2,231	2,040
	b	0,672	0,694	0,719	0,745	0,773	0,804	0,837	0,873	0,912	0,954	1,001	
72°	a	0,990	1,063	1,141	1,223	1,310	1,402	1,501	1,606	1,735	1,839	1,969	1,894
	b	0,647	0,665	0,684	0,705	0,726	0,749	0,774	0,800	0,828	0,858	0,890	
74°	a	0,967	1,031	1,098	1,168	1,241	1,318	1,399	1,485	1,575	1,670	1,771	1,761
	b	0,625	0,639	0,654	0,670	0,686	0,704	0,722	0,741	0,761	0,783	0,805	
76°	a	0,946	1,002	1,060	1,120	1,182	1,247	1,315	1,386	1,459	1,536	1,616	1,638
	b	0,604	0,616	0,627	0,639	0,652	0,665	0,679	0,693	0,708	0,723	0,739	
78°	a	0,926	0,957	1,026	1,078	1,132	1,187	1,244	1,303	1,364	1,427	1,492	1,525
	b	0,586	0,594	0,603	0,613	0,622	0,632	0,642	0,652	0,663	0,674	0,685	

Tableau C.7 — Cas de charge A. *Sens vertical.*

φ	Σϖ %	0,2 %	0,3 %	0,4 %	0,5 %	0,6 %	0,7 %	0,8 %	0,9 %	1,00 %	1,10 %	1,20 %	s
80°	a	0,908	0,951	0,996	1,041	1,087	1,135	1,183	1,233	1,284	1,336	1,390	1,420
	b	0,569	0,575	0,582	0,589	0,596	0,603	0,610	0,617	0,625	0,633	0,641	
82°	a	0,891	0,929	0,968	1,008	1,048	1,089	1,130	1,173	1,216	1,260	1,304	1,323
	b	0,553	0,558	0,562	0,567	0,572	0,577	0,582	0,587	0,593	0,598	0,604	
84°	a	0,875	0,909	0,943	0,978	1,013	1,048	1,084	1,120	1,157	1,194	1,232	1,234
	b	0,538	0,541	0,545	0,548	0,551	0,555	0,558	0,561	0,565	0,568	0,572	
86°	a	0,860	0,890	0,920	0,951	0,981	1,012	1,043	1,074	1,106	1,137	1,169	1,150
	b	0,524	0,526	0,528	0,530	0,532	0,534	0,536	0,538	0,540	0,542	0,545	
88°	a	0,846	0,872	0,899	0,926	0,952	0,979	1,006	1,033	1,061	1,088	1,115	1,072
	b	0,512	0,512	0,513	0,514	0,515	0,516	0,517	0,518	0,519	0,520	0,521	
90°	a	0,832	0,856	0,879	0,903	0,926	0,950	0,973	0,997	1,021	1,044	1,068	1,000
	b	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	
92°	a	0,819	0,840	0,861	0,882	0,902	0,923	0,944	0,964	0,985	1,005	1,026	0,933
	b	0,488	0,488	0,487	0,486	0,485	0,485	0,484	0,483	0,482	0,482	0,481	
94°	a	0,806	0,825	0,843	0,862	0,880	0,898	0,916	0,934	0,952	0,970	0,988	0,870
	b	0,478	0,476	0,475	0,474	0,472	0,471	0,469	0,468	0,467	0,465	0,464	
96°	a	0,794	0,810	0,827	0,843	0,859	0,875	0,891	0,907	0,923	0,938	0,954	0,811
	b	0,468	0,466	0,464	0,462	0,460	0,458	0,456	0,454	0,453	0,451	0,449	
98°	a	0,782	0,797	0,811	0,826	0,840	0,854	0,868	0,882	0,896	0,909	0,923	0,756
	b	0,458	0,456	0,454	0,451	0,449	0,447	0,444	0,442	0,440	0,438	0,435	
100°	a	0,770	0,783	0,796	0,809	0,822	0,834	0,847	0,859	0,871	0,883	0,895	0,704
	b	0,449	0,447	0,444	0,441	0,438	0,436	0,433	0,431	0,428	0,425	0,423	
102°	a	0,759	0,771	0,782	0,794	0,805	0,816	0,827	0,838	0,848	0,859	0,869	0,656
	b	0,441	0,438	0,435	0,432	0,429	0,426	0,423	0,420	0,417	0,414	0,412	
104°	a	0,748	0,758	0,769	0,779	0,789	0,799	0,808	0,818	0,827	0,836	0,845	0,610
	b	0,433	0,430	0,426	0,423	0,420	0,417	0,413	0,410	0,407	0,404	0,401	
106°	a	0,737	0,747	0,756	0,765	0,773	0,782	0,791	0,799	0,807	0,815	0,823	0,560
	b	0,426	0,422	0,418	0,415	0,411	0,408	0,404	0,401	0,398	0,395	0,392	
108°	a	0,727	0,735	0,743	0,751	0,759	0,767	0,774	0,781	0,789	0,796	0,803	0,528
	b	0,418	0,415	0,411	0,407	0,403	0,400	0,396	0,393	0,389	0,386	0,383	
110°	a	0,717	0,724	0,731	0,738	0,745	0,752	0,758	0,765	0,771	0,778	0,784	0,490
	b	0,412	0,408	0,404	0,400	0,396	0,392	0,388	0,385	0,381	0,378	0,374	
112°	a	0,707	0,713	0,719	0,726	0,732	0,738	0,743	0,749	0,755	0,760	0,766	0,455
	b	0,405	0,401	0,397	0,393	0,389	0,385	0,381	0,378	0,374	0,370	0,367	
114°	a	0,697	0,702	0,708	0,714	0,719	0,724	0,729	0,734	0,739	0,744	0,749	0,422
	b	0,399	0,395	0,390	0,386	0,382	0,378	0,374	0,371	0,367	0,363	0,360	
116°	a	0,687	0,692	0,697	0,702	0,707	0,711	0,716	0,720	0,725	0,729	0,733	0,391
	b	0,393	0,389	0,384	0,380	0,376	0,372	0,368	0,364	0,360	0,357	0,353	
118°	a	0,678	0,682	0,686	0,691	0,695	0,699	0,703	0,707	0,711	0,714	0,718	0,361
	b	0,387	0,383	0,379	0,374	0,370	0,366	0,362	0,358	0,354	0,351	0,347	
120°	a	0,668	0,672	0,676	0,680	0,683	0,687	0,691	0,694	0,697	0,701	0,704	0,333
	b	0,382	0,378	0,373	0,369	0,365	0,360	0,356	0,352	0,349	0,345	0,341	
122°	a	0,659	0,663	0,666	0,669	0,672	0,676	0,679	0,682	0,685	0,687	0,690	0,307
	b	0,377	0,372	0,368	0,364	0,359	0,355	0,351	0,347	0,343	0,339	0,336	
124°	a	0,650	0,653	0,656	0,659	0,662	0,665	0,667	0,670	0,672	0,675	0,677	0,283
	b	0,372	0,368	0,363	0,359	0,354	0,350	0,346	0,342	0,338	0,334	0,331	
126°	a	0,641	0,644	0,647	0,649	0,652	0,654	0,656	0,659	0,661	0,663	0,665	0,260
	b	0,368	0,363	0,358	0,354	0,350	0,345	0,341	0,337	0,333	0,329	0,326	
128°	a	0,633	0,635	0,637	0,640	0,642	0,644	0,646	0,648	0,650	0,652	0,653	0,238
	b	0,363	0,359	0,354	0,349	0,345	0,341	0,337	0,333	0,329	0,325	0,321	
130°	a	0,624	0,626	0,628	0,630	0,632	0,634	0,636	0,637	0,639	0,641	0,642	0,217
	b	0,359	0,354	0,350	0,345	0,341	0,337	0,333	0,328	0,325	0,321	0,317	

www.bouquin.tk

Tableau C.7 — Suite.

φ	Σϖ %	0,2 %	0,3 %	0,4 %	0,5 %	0,6 %	0,7 %	0,8 %	0,9 %	1,00 %	1,10 %	1,20 %	s
132°	a	0,616	0,618	0,620	0,621	0,623	0,624	0,626	0,627	0,629	0,630	0,632	0,198
	b	0,355	0,350	0,346	0,341	0,337	0,333	0,329	0,324	0,321	0,317	0,313	
134°	a	0,608	0,610	0,611	0,612	0,614	0,615	0,617	0,618	0,619	0,620	0,621	0,180
	b	0,351	0,347	0,342	0,337	0,333	0,329	0,325	0,321	0,317	0,313	0,309	
136°	a	0,600	0,602	0,603	0,604	0,605	0,606	0,607	0,609	0,610	0,611	0,612	0,163
	b	0,348	0,343	0,338	0,334	0,329	0,325	0,321	0,317	0,313	0,309	0,306	
138°	a	0,593	0,594	0,595	0,596	0,597	0,598	0,599	0,600	0,601	0,601	0,602	0,147
	b	0,344	0,339	0,335	0,330	0,326	0,322	0,318	0,314	0,310	0,306	0,302	
140°	a	0,585	0,586	0,587	0,588	0,589	0,590	0,590	0,591	0,592	0,593	0,593	0,133
	b	0,341	0,336	0,332	0,327	0,323	0,319	0,315	0,311	0,307	0,303	0,299	
142°	a	0,578	0,579	0,580	0,580	0,581	0,582	0,582	0,583	0,584	0,584	0,585	0,119
	b	0,338	0,333	0,329	0,324	0,320	0,316	0,312	0,308	0,304	0,300	0,296	
144°	a	0,571	0,572	0,572	0,573	0,574	0,574	0,575	0,575	0,576	0,576	0,577	0,106
	b	0,335	0,330	0,326	0,321	0,317	0,313	0,309	0,305	0,301	0,297	0,293	
146°	a	0,564	0,565	0,565	0,566	0,566	0,567	0,567	0,568	0,568	0,569	0,569	0,094
	b	0,332	0,327	0,323	0,319	0,314	0,310	0,306	0,302	0,298	0,294	0,291	
148°	a	0,558	0,558	0,559	0,559	0,560	0,560	0,560	0,561	0,561	0,561	0,562	0,082
	b	0,330	0,325	0,320	0,316	0,312	0,308	0,303	0,300	0,296	0,292	0,288	
150°	a	0,552	0,552	0,552	0,553	0,553	0,553	0,554	0,554	0,554	0,554	0,555	0,072
	b	0,327	0,322	0,318	0,314	0,309	0,305	0,301	0,297	0,293	0,290	0,286	
152°	a	0,546	0,546	0,546	0,546	0,547	0,547	0,547	0,547	0,548	0,548	0,548	0,062
	b	0,325	0,320	0,316	0,311	0,307	0,303	0,299	0,295	0,291	0,288	0,284	
154°	a	0,540	0,540	0,540	0,541	0,541	0,541	0,541	0,541	0,542	0,542	0,542	0,053
	b	0,323	0,318	0,314	0,309	0,305	0,301	0,297	0,293	0,289	0,286	0,282	
156°	a	0,535	0,535	0,535	0,535	0,535	0,535	0,535	0,536	0,536	0,536	0,536	0,045
	b	0,321	0,316	0,312	0,307	0,303	0,299	0,295	0,291	0,287	0,284	0,280	
158°	a	0,529	0,530	0,530	0,530	0,530	0,530	0,530	0,530	0,530	0,531	0,531	0,038
	b	0,319	0,314	0,310	0,305	0,301	0,297	0,293	0,289	0,286	0,282	0,278	
160°	a	0,525	0,525	0,525	0,525	0,525	0,525	0,525	0,525	0,525	0,525	0,526	0,031
	b	0,317	0,313	0,308	0,304	0,300	0,296	0,292	0,288	0,284	0,280	0,277	
162°	a	0,520	0,520	0,520	0,520	0,521	0,521	0,521	0,521	0,521	0,521	0,521	0,025
	b	0,315	0,311	0,307	0,302	0,298	0,294	0,290	0,286	0,283	0,279	0,275	
164°	a	0,516	0,516	0,516	0,516	0,516	0,516	0,516	0,517	0,517	0,517	0,517	0,020
	b	0,314	0,310	0,305	0,301	0,297	0,293	0,289	0,285	0,281	0,278	0,274	
166°	a	0,513	0,513	0,513	0,513	0,513	0,513	0,513	0,513	0,513	0,513	0,513	0,015
	b	0,313	0,308	0,304	0,300	0,296	0,292	0,288	0,284	0,280	0,277	0,273	
168°	a	0,509	0,509	0,509	0,509	0,509	0,509	0,509	0,509	0,509	0,509	0,509	0,011
	b	0,312	0,307	0,303	0,299	0,295	0,291	0,287	0,283	0,279	0,276	0,272	
170°	a	0,506	0,506	0,506	0,506	0,506	0,506	0,506	0,507	0,507	0,507	0,507	0,008
	b	0,311	0,306	0,302	0,298	0,294	0,290	0,286	0,282	0,278	0,275	0,271	
172°	a	0,504	0,504	0,504	0,504	0,504	0,504	0,504	0,504	0,504	0,504	0,504	0,005
	b	0,310	0,306	0,301	0,297	0,293	0,289	0,285	0,281	0,278	0,274	0,271	
174°	a	0,502	0,502	0,502	0,502	0,502	0,502	0,502	0,502	0,502	0,502	0,502	0,003
	b	0,309	0,305	0,301	0,296	0,292	0,288	0,285	0,281	0,277	0,274	0,270	
176°	a	0,501	0,501	0,501	0,501	0,501	0,501	0,501	0,501	0,501	0,501	0,501	0,001
	b	0,309	0,305	0,300	0,296	0,292	0,288	0,284	0,280	0,277	0,273	0,270	
178°	a	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,000
	b	0,309	0,304	0,300	0,296	0,292	0,288	0,284	0,280	0,276	0,273	0,269	
180°	a	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,000
	b	0,309	0,304	0,300	0,296	0,292	0,288	0,284	0,280	0,276	0,273	0,269	

Tableau C.7 — Fin.

La même formule est souvent utilisée, à titre d'information, dans le cas des sections partiellement tendues pour donner une idée générale de l'ordre de grandeur des tractions.

A ce propos on peut indiquer que les règles est-allemandes [35] imposent pour l'étude des tours (y compris les cheminées) uniquement un calcul en section homogène, et admettent les contraintes de traction suivantes dans le béton sous l'action des sollicitations d'ensemble de premier genre :

pour $\Sigma\,\varpi = 0{,}5 \rightarrow \bar{\sigma}_b = 20$ kg/cm²; pour $\Sigma\,\varpi = 0{,}8 \rightarrow \bar{\sigma}_b = 25$ kg/cm²; pour $\Sigma\,\varpi = 1{,}2 \rightarrow \bar{\sigma}_b = 30$ kg/cm².

Il s'agit d'un béton $\sigma'_{28} = 270$ kg/cm² environ.

C.7.2 - Sens transversal

L'effort tranchant produit des cisaillements

$$\tau = H/(bz) \cong H/(1{,}6\ D_m\ h_o).$$

On a considéré que $z \cong 0{,}8\ D_m$; la largeur de la section soumise au cisaillement $b = 2\ h_o$.

Les cisaillements fissurent le béton à 45°; l'équilibre étant assuré par les bielles comprimées à 45° et les armatures transversales, il en résulte une traction dans les cerces $\sigma_{am} = 100\ \tau/\Sigma\ \varpi$, d'où

$$\sigma_{am} = 100\ H/(1{,}6\ D_m \Sigma \varpi h_o).$$

Cette contrainte maximale due à l'effort tranchant correspond à la « face latérale » de la cheminée (voir remarque 3 § C.6.3).

Exemple numérique (voir fig. C.14).

1. Sens vertical.

Considérons une cheminée soumise uniquement à l'action des sollicitations d'ensemble. Avec les données : $R_m = 9{,}25$ m, $h_o = 32$ cm, $M = 38\,000$ tm, $V = 4\,200$ t et $\Sigma\,\varpi = 0{,}375 + 0{,}212 = 0{,}587$, on trouve

$$a = M/VR_m = 38\,000/(4\,200 \times 9{,}25) = 0{,}98.$$

Le tableau C.7 fournit les valeurs $b = 0{,}535$ et $s = 1{,}17$. On obtient $\sigma'_{bm} = Vb/R_m\ h_o = 4\,200 \times 0{,}535/(9{,}25 \times 0{,}32) = 760$ t/m² = 76 kg/cm² et $\sigma_{am} = ns\sigma'_{bm} = 15 \times 1{,}17 \times 76 = 1\,330$ kg/cm².

www.bouquin.tk

2. Sens horizontal.

Avec les données $H = 390$ t et $\Sigma\,\varpi = 0{,}29 + 0{,}29 = 0{,}58$, on obtient $\sigma_{am} = 100\ H/(1{,}6\ D_m\ \Sigma\,\varpi\ h_o) = 100 \times 390/(1{,}6 \times 18{,}50 \times 0{,}58 \times 0{,}32) = 7\,100$ t/m² = 710 kg/cm².

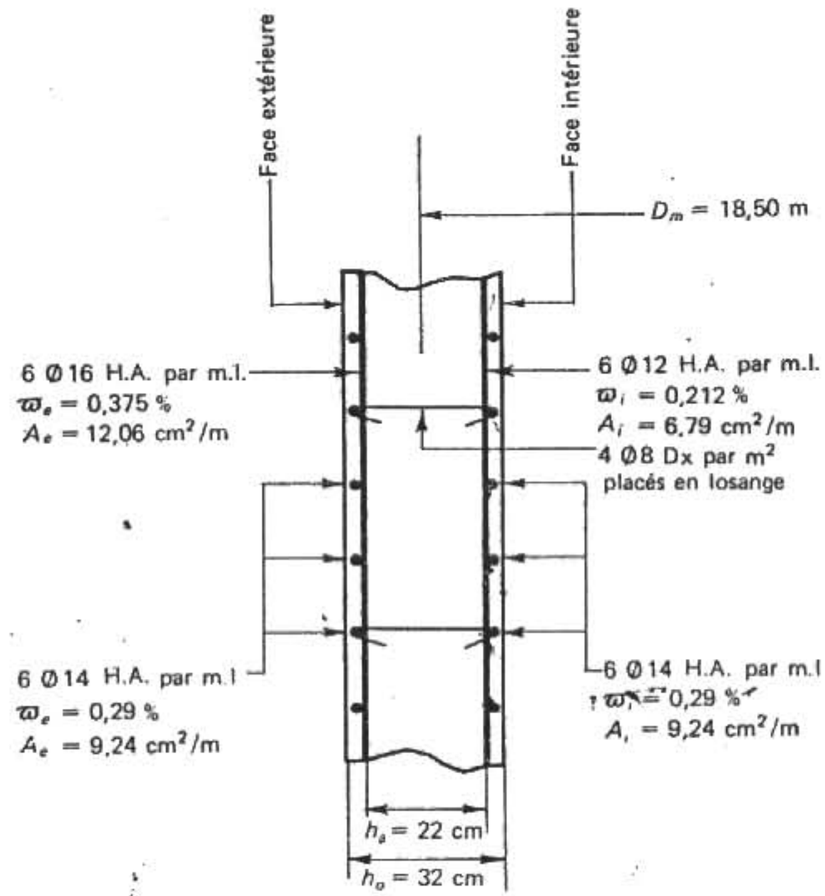


FIG. C.14 — *Exemple numérique.*

C.8 - Cas de charge B Sollicitations locales

Objet du calcul :

Evaluer les contraintes σ_t, σ_c, σ_o engendrées respectivement par les sollicitations locales M_t, M_c, M_o dans l'épaisseur de la paroi. Voir l'hypothèse de calcul *b*.

C.8.1 - Charge B1. Gradient thermique *t*

C.8.1.1 - SENS VERTICAL

a) Face sous le vent ; section entièrement comprimée (fig. C.8 b)

La contrainte supplémentaire de compression apportée par le moment M_t au droit des fibres intérieures est :

$$\sigma'_t = M_t\, v/I = K_t\, h_o^3\, v/12\, I,$$

d'où, avec $v = h_o/2$,

$$\sigma'_t = K_t\, h_o/2.$$

b) Face au vent ; section entièrement tendue (fig. C.8 c)

La contrainte supplémentaire de traction apportée par le moment au droit des aciers extérieurs M_t est :

$$\sigma_t = \frac{M_t}{h_a\, A_e} = \frac{n\, c\, A_e\, K_t\, h_a^2}{(1 + c)\, h_a\, A_e},$$

d'où

$$\sigma_t = \frac{n\, c\, K_t\, h_a}{(1 + c)}.$$

On remarque que la contrainte σ_t ne dépend pas de la section d'acier mais uniquement de sa répartition concrétisée par la valeur de $c = A_t/A_e$.

D'autre part, du fait que le centre de gravité des aciers ne se trouve généralement pas à mi-épaisseur de la section, la détension des armatures intérieures n'est pas égale à σ_t, mais à σ_t/c.

C.8.1.2 - SENS TRANSVERSAL

On considère qu'il s'agit d'une section partiellement comprimée et partiellement tendue soumise à la flexion simple.

Connaissant la valeur de α (tableau C.2) on trouve (fig. C.8 *a*) :

$\sigma'_t = K_t\, \alpha\, h_o \rightarrow$ accroissement de la compression au droit des fibres intérieures,

$\sigma_t = n\, K_t\, h_o\, (\xi - \alpha) \rightarrow$ accroissement de la traction au droit des aciers extérieurs.

Exemple numérique

En reprenant la cheminée examinée au § C.7 et supposant $E_v = 120\,000$ kg/cm² et $t = 60°$, on obtient $K_t = E_v\, \mu\, t/h_o = 120\,000 \times 10^{-5} \times 60/32 =$ 2,25 kg/cm³. La pente K_t provoquée par le gradient thermique est la même dans les sens vertical et transversal.

www.bouquin.tk

1. Sens vertical, face sous le vent.

Contraire supplémentaire de compression :

$$\sigma'_t = \frac{K_t\, h_o}{2} = \frac{2{,}25 \times 32}{2} = 36 \text{ kg/cm}^2.$$

2. Sens vertical, face au vent. Aciers extérieurs.

Avec $c = 0{,}5$ et $h_a = 22$ cm, on obtient une contrainte supplémentaire de traction :

$$\sigma_t = \frac{n\, c\, K_t\, h_a}{(1 + c)} = \frac{15 \times 0{,}5 \times 2{,}25 \times 22}{1 + 0{,}5} = 248 \text{ kg/cm}^2.$$

3. Sens transversal. Aciers extérieurs.

Avec $c = 1$ et $\varpi_t = \varpi_e = 0{,}29$ on trouve, dans le tableau C.2, $\alpha = 0{,}22$.

Les contraintes de compression et de traction sont, respectivement,

$$\sigma'_t = K_t\, \alpha\, h_o = 2{,}25 \times 0{,}22 \times 32 = 15{,}8 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_t = n\, K_t\, h_o\, (\xi - \alpha) = 15 \times 2{,}25 \times 32\, (0{,}8 - 0{,}22) = 626 \text{ kg/cm}^2.$$

C.8.2 - Charge B2 Moments locaux M_c et M_o

C.8.2.1 - SENS VERTICAL

Dans le sens vertical agit le moment M_c produit par les consoles intérieures.

a) Face sous le vent ; section entièrement comprimée.

$$\sigma'_c = \frac{6\, M_{ce}}{h_a^2} \text{ (au droit des fibres intérieures).}$$

b) Face au vent ; section entièrement tendue

$$\sigma_c = \frac{M_{ce}}{h_a\, A_e} \text{ (au droit des aciers extérieurs),}$$

$$\sigma_c = \frac{M_{ct}}{h_a\, A_t} \text{ (au droit des aciers intérieurs).}$$

C.8.2.2 - SENS TRANSVERSAL

Dans le sens transversal agit le moment M_o produit par l'ovalisation.

Les contraintes de compression dans le béton et surtout celles de traction dans les aciers transversaux (les seules ayant une importance pratique) peuvent être calculées par les méthodes usuelles utilisées dans l'étude des constructions en béton armé.

Connaissant la position de l'axe neutre (valeur α, tableau C.2), donc le bras de levier des forces intérieures, on peut utiliser la relation :

$$\sigma_o = \frac{M_o}{h_o \left(\xi - \frac{\alpha}{3}\right) A}.$$

L'étude des effets de l'ovalisation demande deux calculs distincts :

1. Accroissement de la traction dans les aciers extérieurs :

$$\sigma_o = \frac{M_{oe}}{h_o \left(\xi - \frac{\alpha}{3}\right) A_e}.$$

2. Accroissement de la traction dans les aciers intérieurs :

$$\sigma_o = \frac{M_{oi}}{h_o \left(\xi - \frac{\alpha}{3}\right) A_i}.$$

Parfois le rapport $\xi = h/h_o$ peut être différent pour chacun des deux calculs. Nous rappelons que h est la hauteur utile de la section, c'est-à-dire la distance entre le ferraillage, respectivement A_e et A_i, et la fibre la plus comprimée.

Exemple numérique

On continue l'étude de la cheminée examinée précédemment. Moments produits par les consoles intérieures $M_{ce} = M_{ci} = 350$ kgm/m. Moments produits par l'ovalisation $M_{oe} = 2\,100$ kgm/m; $M_{oi} = 2\,450$ kgm/m.

1. Sens vertical, face sous le vent.

Contrainte supplémentaire de compression :

$$\sigma'_c = \frac{6\,M_{ce}}{h_0^2} = \frac{6 \times 350}{32^2} = 2 \text{ kg/cm}^2.$$

2. Sens vertical, face au vent.

Contrainte supplémentaire de traction.

www.bouquin.tk

Aciers extérieurs.

$$\sigma_c = \frac{M_{ce}}{h_a\,A_e} = \frac{35\,000}{22 \times 16{,}06} = 100 \text{ kg/cm}^2.$$

Aciers intérieurs.

$$\sigma_c = \frac{M_{ci}}{h_a\,A_i} = \frac{35\,000}{22 \times 6{,}79} = 235 \text{ kg/cm}^2.$$

3. Sens transversal.

Contrainte supplémentaire de traction.

Avec $A_e = A_i = 9{,}24$ cm² et $\alpha = 0{,}22$ on trouve :

Aciers extérieurs.

$$\sigma_o = \frac{210\,000}{32\left(0{,}8 - \frac{0{,}22}{3}\right) 9{,}24} = 970 \text{ kg/cm}^2.$$

Aciers intérieurs.

$$\sigma_o = \frac{245\,000}{32\left(0{,}8 - \frac{0{,}22}{3}\right) 9{,}24} = 1\,130 \text{ kg/cm}^2.$$

C.8.3 - Cas de charge B3. Gradient thermique et moments locaux

Conformément à l'hypothèse b, il est admis d'effectuer un simple cumul arithmétique des contraintes engendrées par le gradient thermique et les moments locaux.

En effet, la section est considérée entièrement comprimée, entièrement tendue, ou bien régie par la flexion simple. Dans chaque cas la superposition des contraintes est possible.

Exemple numérique

On effectue la somme des contraintes dues aux sollicitations locales.

1. Sens vertical, face sous le vent.

$$\sigma'_i + \sigma'_c = 36 + 2 = 38 \text{ kg/cm}^2.$$

2. Sens vertical, face au vent.

Aciers extérieurs.

$$\sigma_t + \sigma_c = 248 + 100 = 348 \text{ kg/cm}^2.$$

Aciers intérieurs.

$$\sigma_o = 235 \text{ kg/cm}^2.$$

3. Sens transversal.

Aciers extérieurs.

$$\sigma_t + \sigma_o = 626 + 970 = 1\,596 \text{ kg/cm}^2.$$

Aciers intérieurs.

$$\sigma_o = 1\,130 \text{ kg/cm}^2.$$

C.9 - Cas de charge C. Sollicitations d'ensemble et locales

Objet du calcul : évaluer les contraintes finales σ_b' et σ_a sous l'action des sollicitations d'ensemble et locales conformément aux Règles : S_1^3, S_1^4, S_2^4, S_2^5.

Voir l'hypothèse de calcul *c*.

La conduite du calcul est analogue dans les deux sens, vertical et transversal.

La superposition des contraintes fournit les relations suivantes :

$$\sigma_b' = \sigma_{bm}' + \sigma_t' + \sigma_c' + \sigma_o',$$

$$\sigma_a = \sigma_{am} + \sigma_t + \sigma_c + \sigma_o.$$

Il faut, évidemment, retenir pour chaque calcul (face sous le vent, face au vent, sens transversal) les contraintes réellement existantes. La figure C.15 présente un tableau complet des sollicitations et contraintes correspondantes au cas de charge C.

Calcul approché des armatures transversales

La méthode exposée ci-dessus est en principe générale à une exception près. En effet, au droit des faces latérales agissent simultanément l'effort tranchant H et les moments M_t et M_{oe}. Néanmoins, en pratique, dans la plupart des cas courants, il est possible d'évaluer les contraintes σ_t et σ_a provoquées par les moment fléchissants M_t et M_{oe} en flexion simple et de les cumuler avec les contraintes σ_{am} engendrées par l'effort tranchant. Toutefois, la superposition des contraintes fournissant des valeurs plus grandes que celles obtenues par un calcul exact, il est généralement admis de diminuer les contraintes finales d'environ 15 %.

Un calcul plus précis est indiqué au § C.10.

Exemple numérique

On effectue la somme des contraintes dues aux sollicitations d'ensemble et locales.

www.bouquin.tk

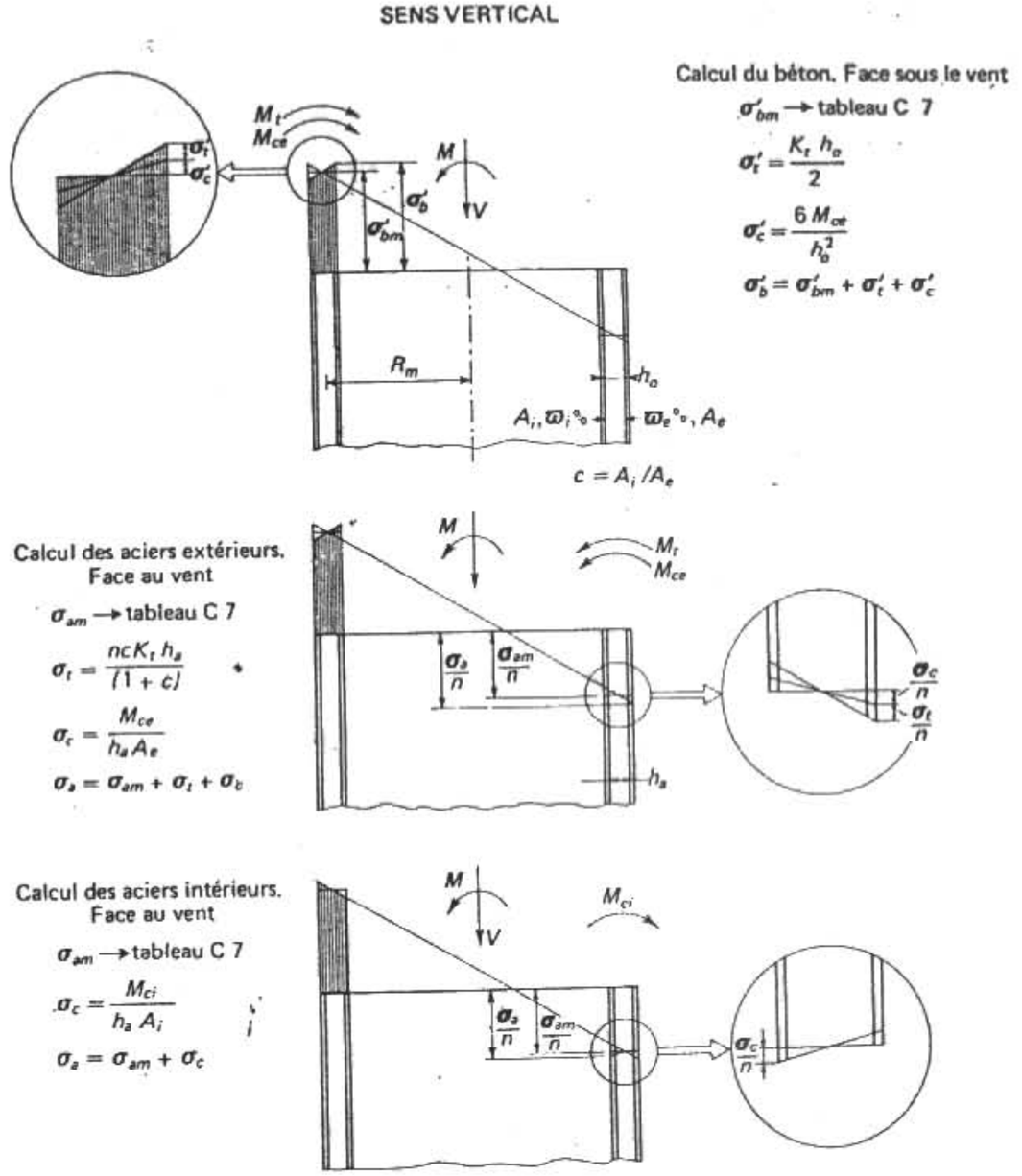


FIG. C.15a — *Superposition des contraintes.*

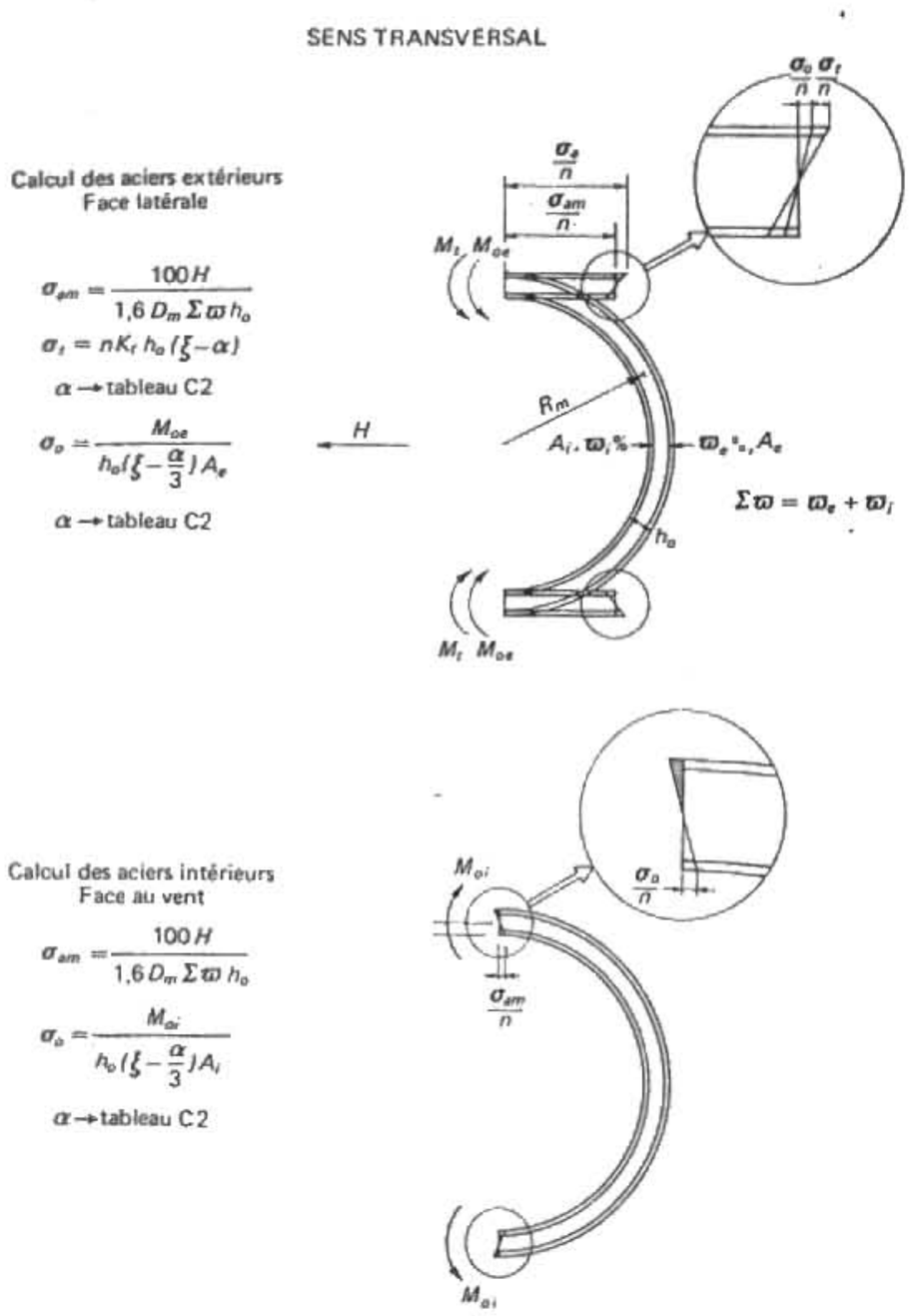


FIG. C.15b — *Superposition des contraintes.*

1. Sens vertical, face sous le vent.

$$\sigma'_b = \sigma'_{bm} + (\sigma'_t + \sigma'_c) = 76 + 38 = 114 \text{ kg/cm}^2.$$

2. Sens vertical, face au vent.

Aciers extérieurs.

$$\sigma_a = \sigma_{am} + (\sigma_t + \sigma_c) = 1\,330 + 348 = 1\,678 \text{ kg/cm}^2.$$

www.bouquin.tk

Aciers intérieurs.

$$\sigma_a = \sigma_{am} + \sigma_c = 1\,330 + 235 = 1\,565 \text{ kg/cm}^2.$$

3. Sens transversal.

Aciers extérieurs (face latérale).

$$\sigma_a = \sigma_{am} + (\sigma_t + \sigma_o) = 710 + 1\,596 = 2\,306 \text{ kg/cm}^2.$$

En déduisant 15 %, on retient $0{,}85 \times 2\,306 = 1\,960$ kg/cm².

Aciers intérieurs (face au vent).

$$\sigma_a = \sigma_o = 1\,130 \text{ kg/cm}^2.$$

Exemple numérique complet sous forme de tableau

Les exemples exposés au cours des § C.7 à C.9 sont repris et présentés sous forme schématique dans le tableau C.8. En ce qui concerne les contraintes admissibles réglementaires on pourra se reporter aux tableaux C.3 (1). L'auteur de ce livre pense toutefois que, d'une manière générale, les contraintes admissibles imposées par les Règles sont d'une précision qui ne concorde pas toujours avec les approximations admises dans la théorie, ou avec l'état actuel de nos connaissances sur les données de base telles que le module d'élasticité, le module de dilatation linéaire, etc. En conséquence, il est préconisé d'admettre pour le béton $\bar{\sigma}'_b = \alpha_1 \psi_b \sigma'_{28}$ (ou $\bar{\sigma}'_b = \alpha_2 \psi_b \sigma'_{28}$) pour les cheminées de catégorie A aussi bien que pour les cheminées de catégorie B, en essayant d'éviter la relation $\bar{\sigma}'_b = 0{,}30 \psi_b (1 + 2 M_h/\sigma'_1 h_o^2)$.

Par exemple, dans le cas de la section examinée, en considérant $\psi_b = 1$, on trouve dans le tableau C.6 *a*, $\alpha_1 = 0{,}346$, avec les entrées $t = 60$ °C et $M_{ee}/h_o^2 = 350/32^2 = 0{,}34$. Pour un béton $\sigma'_{28} = 300$ kg/cm² il en résulte $\bar{\sigma}'_b = 0{,}346 \times 1 \times 300 = 104$ kg/cm².

(1) Voir aussi l'annexe 2, § a.

			Cas de charge A : sollicitations d'ensemble	Cas de charge B : sollicitations locales			Cas de charge C : A + B3
				Charge B1 : gradient thermique	Charge B2 : moments locaux	Charge B3 : B1 + B2	
Sens vertical	Béton		$\sigma'_{bm} = \dfrac{Vb}{K_m h_o}$ = 76 kg/cm² ; b → Tableau C.7	$\sigma'_t = \dfrac{K_t h_o}{2}$ = 36 kg/cm² ; $K_t = \dfrac{E_v \mu t}{h_o}$	$\sigma'_c = \dfrac{6 M_{ce}}{h_o^2}$ = 2 kg/cm²	$\sigma'_b = \sigma'_t + \sigma'_c$ = 38 kg/cm²	$\sigma'_{bm} + (\sigma'_t + \sigma'_c)$ = 114 kg/cm²
	Ferraillage vertical	Nappe ext.	$\sigma_{am} = n s \sigma'_{bm}$ = 1 330 kg/cm² ; s → Tableau C.7	$\sigma_t = \dfrac{n c K_t h_a}{(1 + c)}$ = 248 kg/cm² ; c = 0,5	$\sigma_c = \dfrac{M_{ce}}{h_a A_e}$ = 100 kg/cm²	$\sigma_t + \sigma_c$ = 348 kg/cm²	$\sigma_a = \sigma_{am} + (\sigma_t + \sigma_c)$ = 1 678 kg/cm²
		Nappe int.		—	$\sigma_c = \dfrac{M_{ci}}{h_a A_i}$ = 235 kg/cm²	σ_c = 235 kg/cm²	$\sigma_a = \sigma_{am} + \sigma_c$ = 1 565 kg/cm²
Sens transversal	Ferraillage transversal	Nappe ext.	$\sigma_{am} = \dfrac{100 H}{1{,}6 D_m \Sigma \varpi h_o}$ = 710 kg/cm²	$\sigma_t = n K_t h_o (\xi - \alpha)$ = 626 kg/cm² ; α → Tableau C.2	$\sigma_o = \dfrac{M_{oe}}{h_o \left(\xi - \frac{\alpha}{3}\right) A_e}$ = 970 kg/cm² ; α → Tableau C.2	$\sigma_t + \sigma_o$ = 1 596 kg/cm²	$\sigma_a = 0{,}85 [\sigma_{am} + (\sigma_t + \sigma_o)]$ = 1 960 kg/cm²
		Nappe int.	—	—	$\sigma_o = \dfrac{M_{oi}}{h_o \left(\xi - \frac{\alpha}{3}\right) A_i}$ = 1 130 kg/cm² ; α → Tableau C.2	σ_o = 1 130 kg/cm²	$\sigma_a = \sigma_o$ = 1 130 kg/cm²

Tableau C.8. — Exemple numérique

C.10 - Etude des sections soumises à la flexion composée

La méthode de calcul exposée dans les paragraphes précédents est basée sur le principe de la superposition des contraintes. Ce principe est maintenu même dans le cas des armatures transversales où un calcul approché, tel que celui indiqué au § C.9, est généralement admissible.

Dans certains cas particuliers, il est toutefois nécessaire d'effectuer un calcul plus précis en flexion composée, de la section soumise à l'action d'une force normale, du gradient thermique et, éventuellement, d'un moment local. Il s'agit, en fait, des cas suivants :

1. Calcul en direction verticale, face sous le vent et face au vent en section partiellement comprimée et partiellement tendue.

Cette situation peut arriver surtout au voisinage du sommet, quand la force normale $N = \sigma h_o$ est trop faible pour maintenir la section entièrement comprimée ou entièrement tendue après l'application du moment M_t, auquel vient éventuellement s'ajouter le moment M_{ce} ou M_{ci}. Dans l'expression de la force normale, avec $\sigma = \sigma'_{bm}$ pour la face sous le vent et $\sigma = \sigma_{am} \Sigma \varpi/100$ pour la face au vent, on obtient $N = \sigma'_{bm} h_o$ (compression) ou $N = \sigma_{am} \Sigma \varpi h_o/100$ (traction).

2. Calcul en direction transversale, faces latérales, sous l'action de la force normale de traction provenant de l'effort tranchant et des moments M_t et M_{ot}. Il s'agit du calcul plus précis des armatures transversales, parfois nécessaire dans le cas des cheminées de grande importance. La force normale de traction est $N = \sigma_{am} \Sigma \varpi h_o/100$.

Sur la figure C.16 on montre une section soumise à la flexion composée sous l'action d'une force normale N et d'un moment M. La force N peut être une compression ou une traction. Le moment M est la somme du moment d'origine thermique M_t et de tout autre moment local tel que M_e ou M_o. La conduite du calcul s'effectue en trois étapes :

1. Moment M_t. On évalue la pente du diagramme des contraintes

$$K_t = E_v \mu t/h_o.$$

www.bouquin.tk

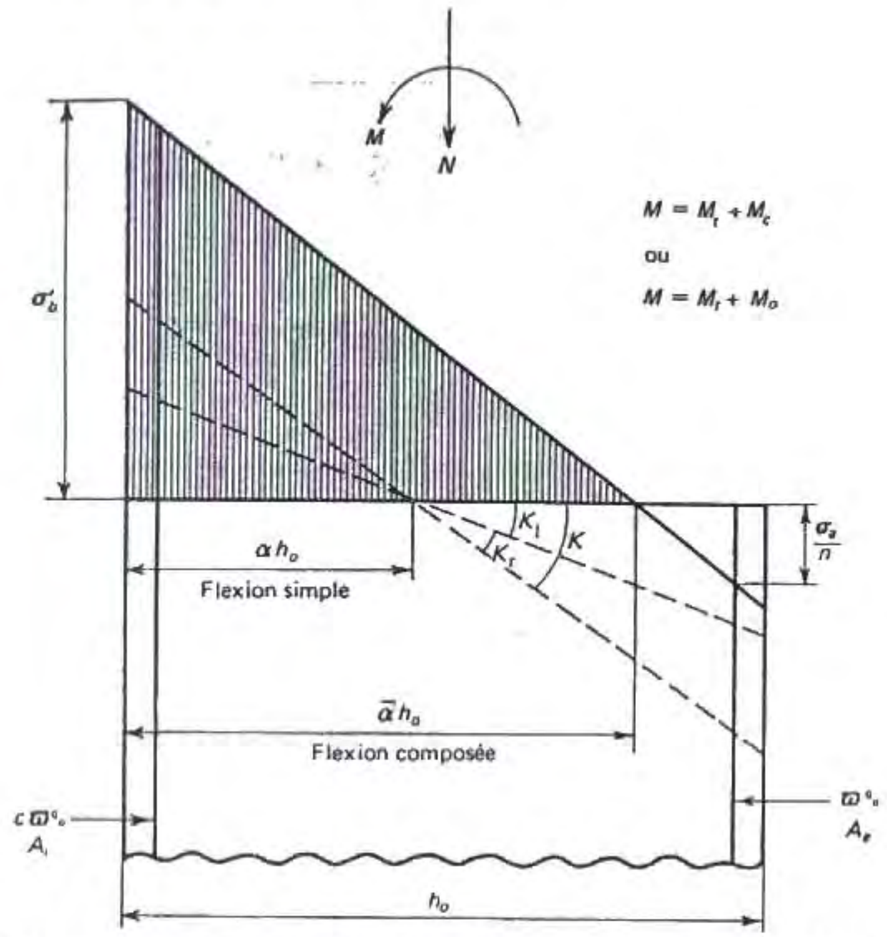


FIG. C.16 — *Section partiellement comprimée et partiellement tendue. Flexion composée.*

2. Moment local M_c ou M_o. Ce moment vient se superposer à celui d'origine thermique. Si l'on désigne par K_t la pente du diagramme des contraintes correspondant, la somme des moments $M = M_t + M_c$ (ou M_o) produira des contraintes de pente $K = K_t + K_t$. On évalue K_t par la relation

$$K_t = \frac{\sigma_c}{h_o\,(\xi - \alpha)} = \frac{M_{ce}}{nh_o^2\left(\xi - \frac{\alpha}{3}\right)(\xi - \alpha)\,A_e},$$

ou bien par

$$K_t = \frac{\sigma_o}{h_o\,(\xi - \alpha)} = \frac{M_{oe}}{nh_o^2\left(\xi - \frac{\alpha}{3}\right)(\xi - \alpha)\,A_e}.$$

Dans cette relation la valeur de α est déterminée à l'aide du tableau C.2.

3. Force normale N. Sous l'action de la force normale le diagramme des contraintes effectue une translation. La nouvelle position de l'axe neutre

peut être obtenue en écrivant l'équation d'équilibre des forces intérieures et extérieures agissant sur la section.

$$N = \sigma\,h_o = K\,h_o^2\left(\frac{\bar{\alpha}^2}{2} + \bar{N}\right)$$

où $$\bar{N} = n\,\frac{\varpi_e}{100}\,[\xi\,(c-1) + \bar{\alpha}\,(c-1) - c].$$

Dans ces équations $\bar{\alpha}\,h_o$ est la distance entre la fibre la plus comprimée (la fibre intérieure) et le nouvel axe neutre de la section en flexion composée.

La valeur de $\bar{\alpha}$ peut être fournie directement par la relation suivante, tirée de l'équation précédente :

$$\bar{\alpha} = -\frac{(c+1)\,n\,\varpi_e}{100} + \sqrt{\left[\frac{(c+1)\,n\,\varpi_e}{100}\right]^2 + \frac{2\,cn\,\varpi_e}{100} + \frac{2\,(1-c)\,\xi\,n\,\varpi_e}{100} + 2\,A}.$$

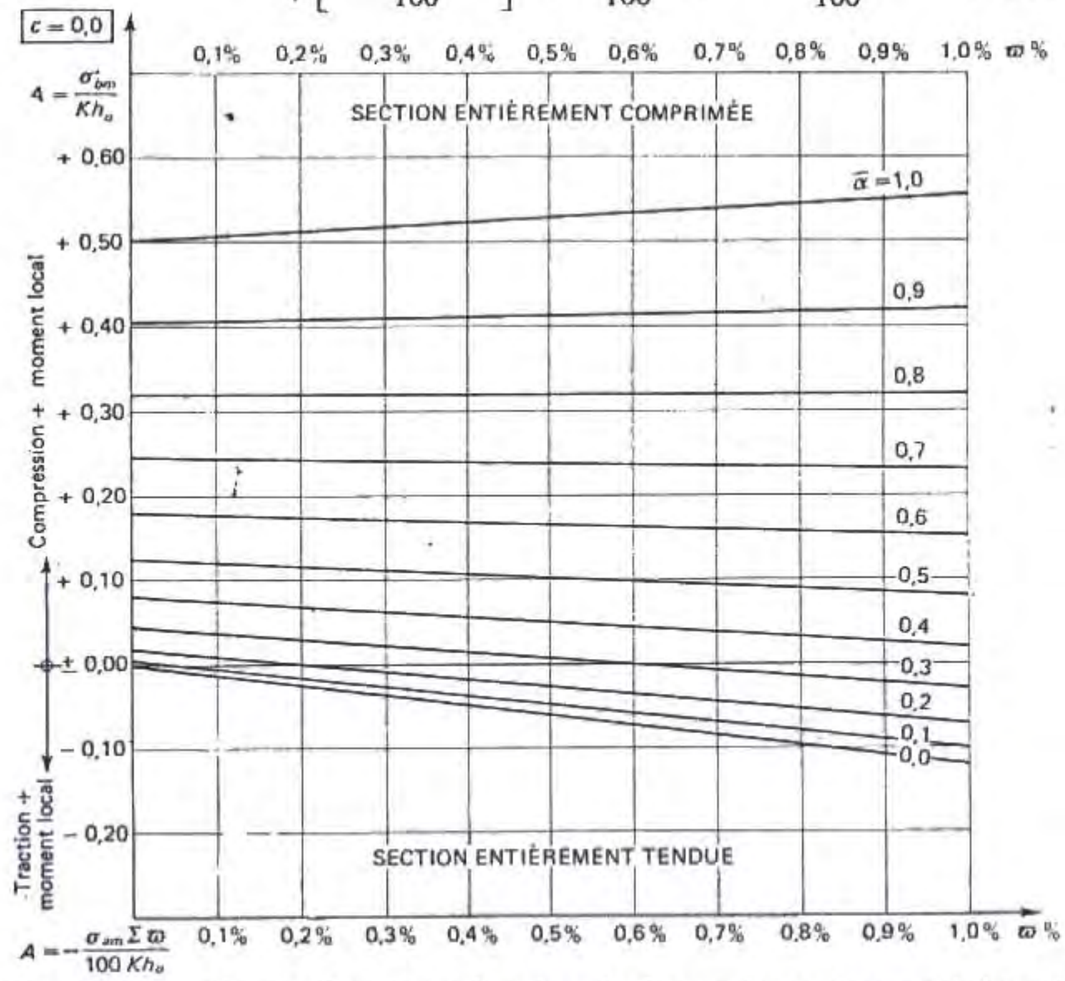


FIG. C.17 — *Abaques fournissant la valeur de $\bar{\alpha}$ pour les sections partiellement comprimées et partiellement tendues.*

www.bouquin.tk

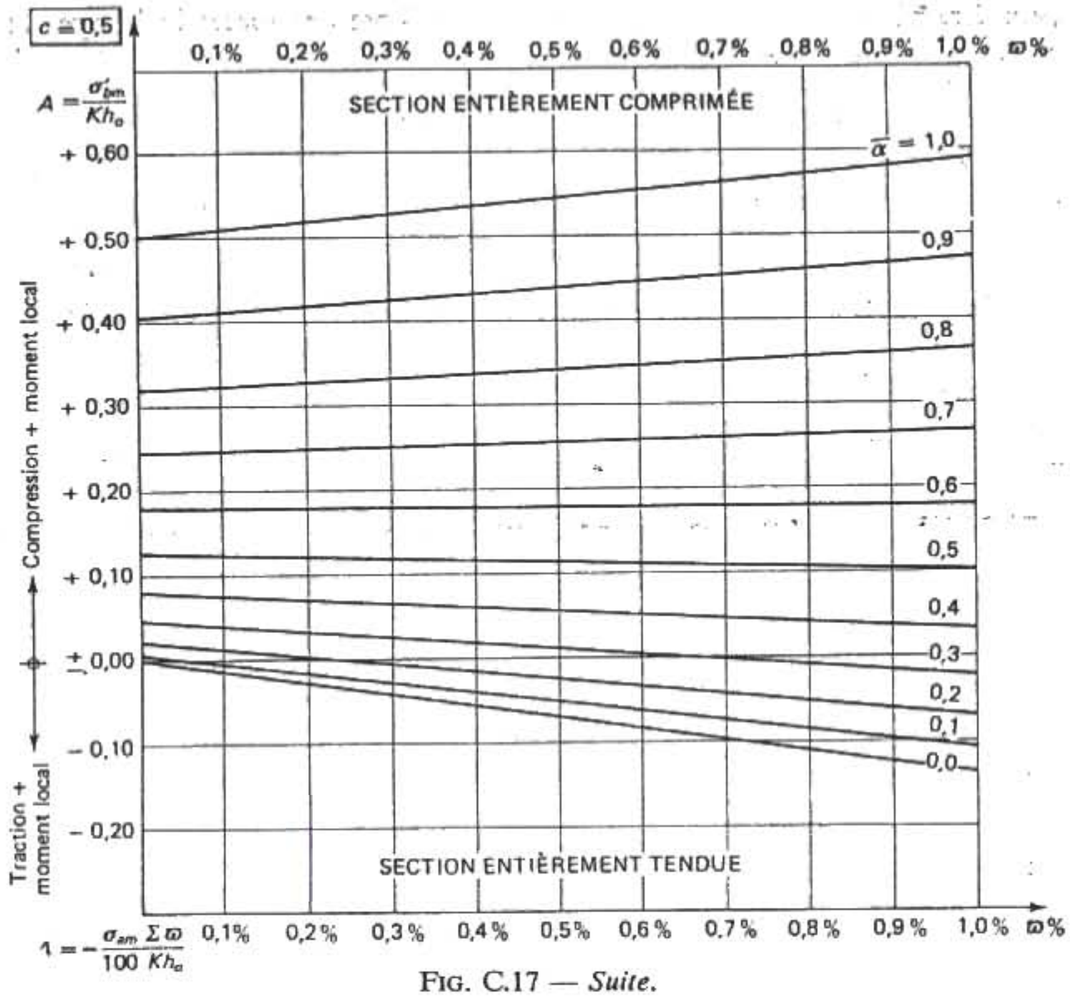


FIG. C.17 — *Suite.*

En pratique on utilise les abaques figure C.17 établis pour $\xi = 0{,}8$; d'autres valeurs de ξ assez rapprochées de 0,8 peuvent être utilisées sans erreur appréciable.

Dans ces abaques l'entrée s'effectue avec la valeur auxiliaire $A = \sigma/(Kh_o)$ où : $\sigma = \sigma'_{bm}$ (compression) ou $-\sigma_{am} \Sigma \varpi/100$ (traction) et $K = K_t + K_l$ (il est possible d'avoir $K_t = 0$ ou $K_l = 0$). On peut remarquer que pour $A = 0$ (flexion simple), $\bar{\alpha} = \alpha$ (tableau C.2).

En définitive, les contraintes de compression et de traction sont :

$$\sigma'_b = K \bar{\alpha} h_o,$$
$$\sigma_a = n K h_o (\xi - \bar{\alpha}).$$

Exemples numériques

1. Considérons la face au vent d'une cheminée au voisinage du sommet, où le moment M produit par le vent est relativement faible, et les contraintes de compression σ'_{bm} assez réduites. Supposons que l'épaisseur du fût est $h_o = 15$ cm, le gradient thermique $t = 60$ °C et la contrainte $\sigma'_{bm} = 20$ kg/cm².

www.bouquin.tk

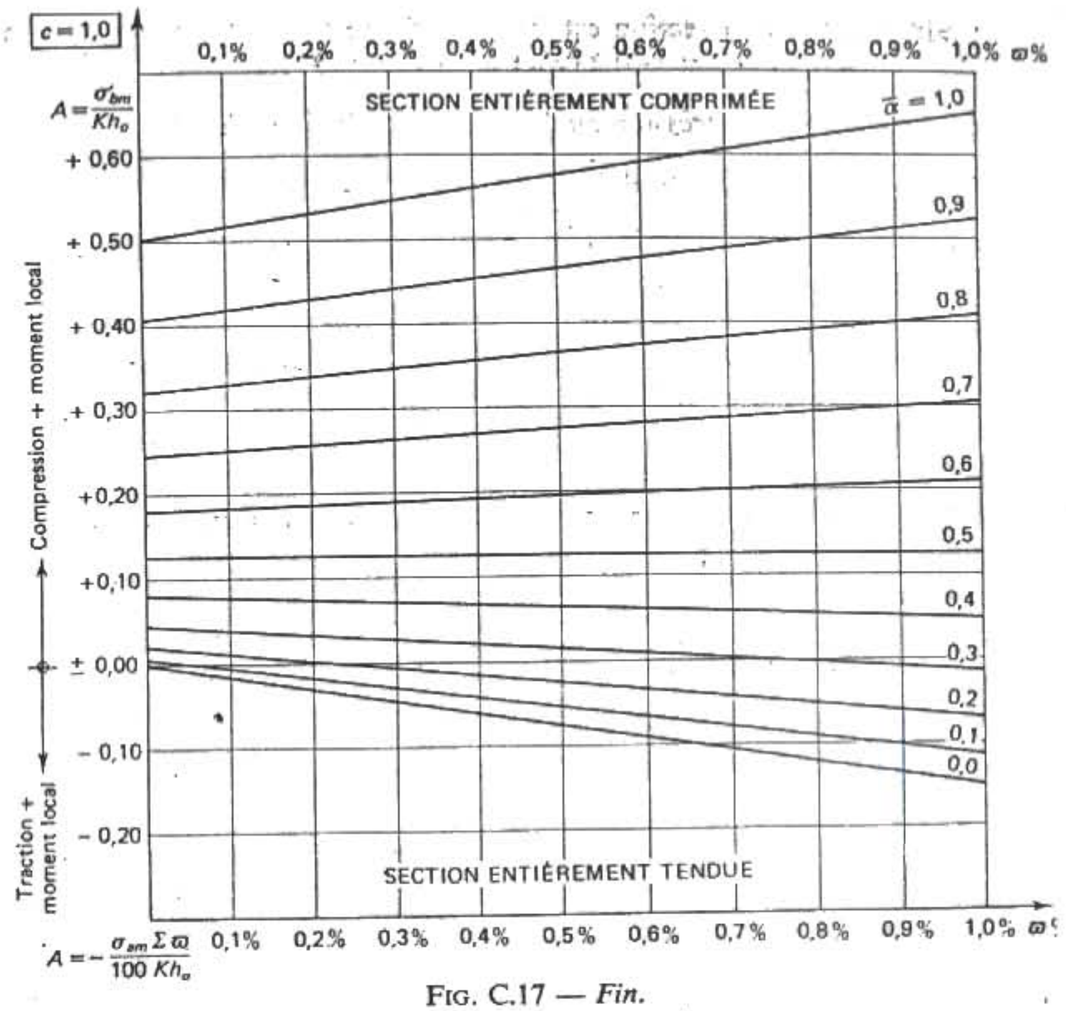


FIG. C.17 — *Fin.*

Pente du diagramme des contraintes

$$K_t = \frac{E_v \mu t}{h_o} = \frac{120\,000 \times 10^{-5} \times 60}{15} = 4{,}8 \text{ kg/cm}^3.$$

Si la section était entièrement comprimée on aurait

$$\sigma'_t = \frac{K_t h_o}{2} = \frac{4{,}8 \times 15}{2} = 36 \text{ kg/cm}^2.$$

La décompression de la fibre externe étant égale à la surcompression de la fibre interne, et étant donné que 36 kg/cm² > 20 kg/cm², la section est partiellement tendue.

On utilise l'abaque figure C.17.

$$A = \frac{\sigma'_{bm}}{K h_o} = \frac{20}{4{,}8 \times 15} = 0{,}28.$$

En admettant que la section est ferraillée d'une seule nappe d'armatures extérieures ($c = 0$) et que $\varpi = 0{,}25$ on trouve $\bar{\alpha} = 0{,}83$.

La contrainte de compression au droit des fibres intérieures est

$$\sigma'_b = K \bar{\alpha} h_o = 4{,}8 \times 0{,}83 \times 15 = 60 \text{ kg/cm}^2.$$

La contrainte de traction dans les aciers est

$$\sigma_a = n K h_o (\xi - \bar{\alpha}) = 15 \times 4{,}8 \times 15 (0{,}80 - 0{,}83) \cong 0.$$

On voit que pour un calcul approché on aurait pu cumuler $\sigma'_{bm} + \sigma_t' = 20 + 36 = 56$ kg/cm² et considérer que le béton est capable d'équilibrer une traction de $36 - 20 = 16$ kg/cm².

2. Reprenons le calcul des armatures transversales (aciers extérieurs) exposé dans l'exemple § C.9 et effectuons une étude plus précise en utilisant l'abaque figure C.17.

$$K_t = \frac{E_v \mu t}{h_o} = 2{,}25 \text{ kg/cm}^3,$$

$$K_l = \frac{210\,000}{15 \times 32^2 \left(0{,}8 - \dfrac{0{,}22}{3}\right) (0{,}8 - 0{,}22)\, 9{,}24} = 3{,}50 \text{ kg/cm}^3$$

$$K = K_t + K_l = 2{,}25 + 3{,}50 = 5{,}75 \text{ kg/cm}^3,$$

$$A = -\frac{\sigma_{am} \Sigma \varpi}{100 K h_o} = -\frac{710 \times 0{,}58}{100 \times 5{,}75 \times 32} = -0{,}0224.$$

Avec $c = 1$ et $\varpi = 0{,}29$ on trouve dans l'abaque figure C.17, $\bar{\alpha} = 0{,}12$.

La contrainte totale dans les aciers extérieurs est

$$\sigma_a = n K h_o (\xi - \bar{\alpha}) = 15 \times 5{,}75 \times 32 (0{,}8 - 0{,}12) = 1\,880 \text{ kg/cm}^2.$$

Avec la méthode consistant à superposer les contraintes (§ C.9) on avait trouvé, après la diminution forfaitaire de 15 %, une contrainte $\sigma_a = 1\,960$ kg/cm².

Note sur les différences entre les méthodes exposées dans [28] *et* [29] *et celles présentées au cours de ce chapitre.*

Les méthodes exposées dans [28] et [29] et celles présentées au cours de ce chapitre sont basées sur les mêmes considérations théoriques. Une différence est, toutefois, à relever, en ce qui concerne le calcul de contraintes d'origine thermique en section entièrement fissurée. Dans les articles [28] et [29] on a considéré la section soumise à une traction uniformément répartie sur l'épaisseur h_o; cette hypothèse correspond à un calcul des contraintes de traction effectué entre deux fissures. Du point de vue théorique, l'hypothèse mentionnée

www.bouquin.tk

revenait à accroître arbitrairement la rigidité de la section par rapport à la réalité et fournissait des moments d'origine thermique légèrement par excès.

L'hypothèse reflétait le souci de l'auteur d'obtenir un degré de sécurité aussi grand que possible en appliquant une méthode de calcul nouvelle.

Depuis les premières applications au moins 100 cheminées ont été étudiées d'après cette méthode qui a perdu son caractère expérimental du début. L'hypothèse très prudente de la répartition uniforme des tractions a donc été abandonnée au cours de ce livre; à sa place il a été décidé de calculer la section entièrement tendue au droit des fissures, le béton étant considéré comme inefficace et la traction étant concentrée au centre de gravité des armatures. Les contraintes obtenues sont pratiquement identiques pour deux nappes de ferraillage symétriques, mais diminuent quand on réduit le coefficient c. Pour $c = 0$ on peut trouver, dans certains cas, une réduction d'environ 10 à 12 % par rapport aux contraintes calculées d'après [28] et [29]. Une raison supplémentaire qui a poussé l'auteur à adopter cette nouvelle hypothèse de calcul a été la réduction importante des contraintes admissibles imposée par les nouvelles Règles.

De plus, il faut noter que, par rapport aux articles [28] et [29] une nouvelle présentation a été adoptée mettant en évidence le moment d'origine thermique M_t, qui auparavant n'était pas clairement explicité.

C.11 - Les nouvelles règles françaises

Les règles françaises pour la construction des cheminées en béton armé [33] contiennent de nombreuses nouveautés en ce qui concerne les cas de charge et les contraintes admissibles (1).

Ci-dessous, nous reproduisons quelques paragraphes relatifs à l'étude des cheminées en béton armé.

D'autres paragraphes ont déjà été exposés au cours des pages précédentes.

Généralités

La température sur la face intérieure du fût ne doit, en aucun cas, dépasser 250°.

(1) Voir aussi l'annexe 2, § a.

En tout état de cause, le fût sera protégé si la température *des gaz* dépasse 200°.

Le module d'élasticité du béton pris dans les calculs sera :

$E_i = 21\,000 \sqrt{\psi_b\ \sigma'_{28}}$ pour les actions de courte durée (vent),

$E_v = 7\,000 \sqrt{\psi_b\ \sigma'_{28}}$ pour les actions de longue durée (température).

Le coefficient d'équivalence acier-béton est pris conventionnellement égal à 15 (valeur considérée comme un coefficient de calcul et non comme un rapport des modules d'élasticité).

Cas de charge. Contraintes admissibles (1)

Les cas de charge et les contraintes admissibles correspondantes sont indiqués dans le tableau C.3.

Dispositions constructives

Epaisseur minimale du fût = 12 cm.

Dans le sens vertical on devra respecter les conditions suivantes :

— Pourcentage minimal (nappes extérieure + intérieure) = 0,25 %.

— Pourcentage maximal (nappes extérieure + intérieure) = 2 %.

— Diamètre minimal des armatures = 8 mm.

— Espacement maximal entre les axes des aciers = 25 cm (avec une condition supplémentaire de 1,5 h_o pour le ferraillage transversal).

Dans le sens transversal on devra respecter les mêmes conditions, à l'exception du pourcentage maximal, qui ne dépassera pas 1,5 %.

Le pourcentage maximal peut être dépassé localement, notamment au droit des ouvertures où il peut être augmenté de 50 %.

— Enrobage minimal = 3 cm ou 1,25 × Ø armature.

Lorsque l'enrobage dépasse 5 cm (cheminées ferraillées d'une seule nappe d'armatures extérieures ou à mi-épaisseur du fût) la contrainte de la traction du béton sous les sollicitations d'ensemble ou locales ne doit pas dépasser $\bar{\sigma}_b$ (premier genre) et 1,5 $\bar{\sigma}_b$ (deuxième genre).

Flèche

La flèche au sommet des cheminées catégorie A ne devra pas excéder 1/400 de la hauteur totale de l'ouvrage.

(1) Voir aussi l'annexe 2, § a.

www.bouquin.tk

Le calcul sera conduit pour la sollicitation suivante : vent normal (moments secondaires compris), poids propre du fût et du revêtement.

On prendra en compte le moment d'inertie de la section homogène si $\sigma_b < 25$ kg/cm² et le moment d'inertie de la section fissurée dans le cas contraire.

C.12 - Etude au niveau des ouvertures

La présence des ouvertures au droit des carneaux ou des portes, pose des problèmes difficiles à résoudre par un calcul exact. Les méthodes exposées ci-dessous, quoique fournissant des résultats assez approximatifs, ont le mérite d'être vérifiées par la pratique courante.

C.12.1 - Ouvertures avec renforts

Dispositions constructives

Autour de l'ouverture des carneaux, il est conseillé de prévoir un renfort tel que la section et le moment d'inertie du fût non percé soient rétablis. Généralement le renfort est disposé à l'extérieur du fût, mais parfois des exigences d'ordre architectural sont à l'origine de renforts intérieurs (fig. C.18 *a*).

Etude du renfort.

Le renfort doit participer à la transmission du moment fléchissant M et de la charge permanente V, produisant les contraintes σ dans la section du fût non percé au-dessus de l'ouverture, ainsi que de l'effort tranchant d'ensemble H évalué dans la même section.

Nous considérons successivement trois hypothèses non superposables concernant la direction du vent (fig. C.18 *a*).

— Hypothèse « a »

Le calcul pourra être effectué en considérant le renfort comme un cadre fermé, devant équilibrer les sollicitations provoquées par la force horizontale $H/2$ (on suppose que la force horizontale restante $H/2$ sera équilibrée par la coque au niveau de l'ouverture).

Généralement, on peut négliger l'influence des contraintes σ. On devra s'assurer que les éléments verticaux et horizontaux du cadre sont capables

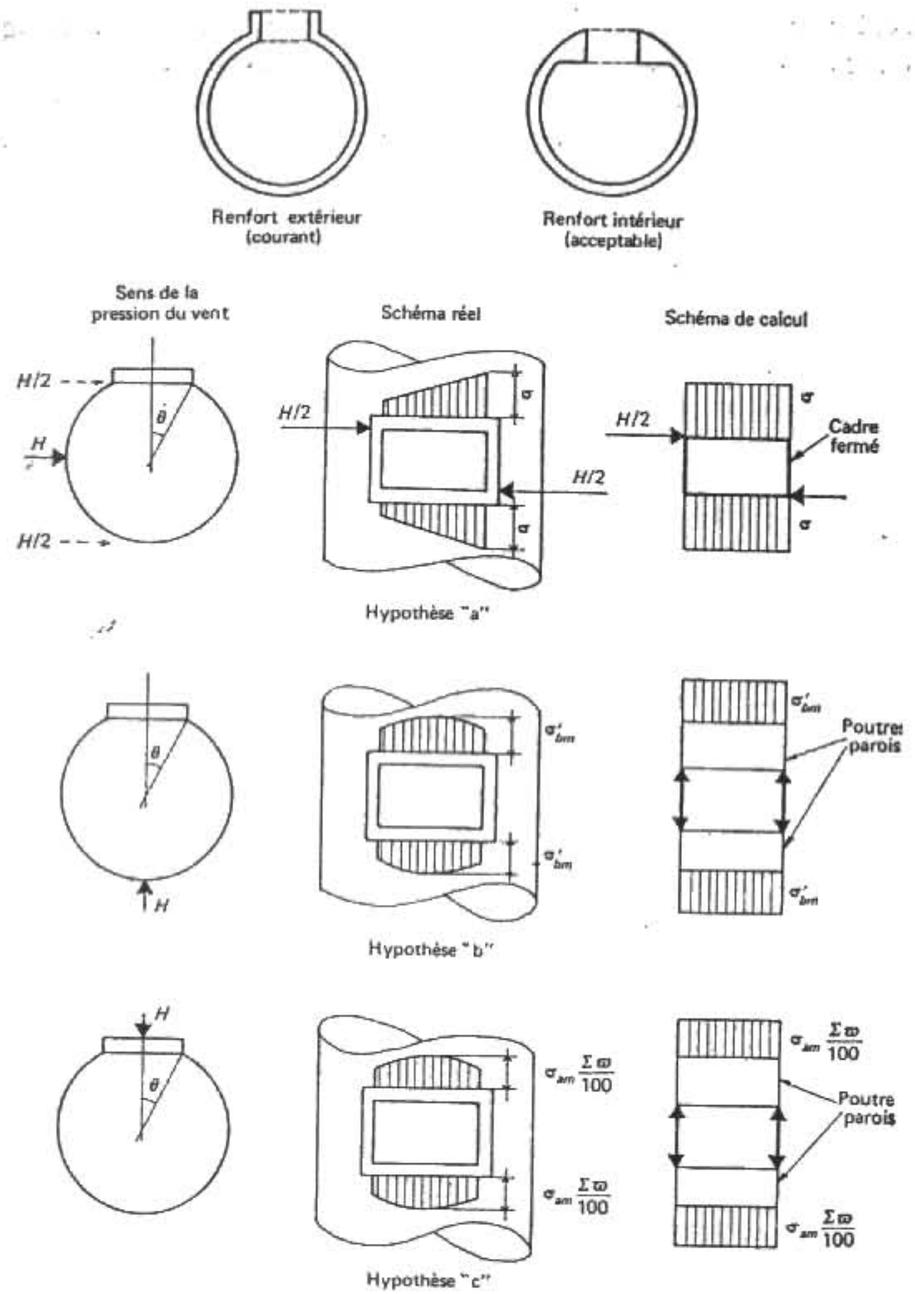


FIG. C.18a — *Ouvertures dans le fût. Ouvertures avec renforts.*

de résister aux moments fléchissants et aux efforts tranchants qui résultent de l'action des forces $H/2$ définies ci-dessus.

Dans certains cas, un calcul simplifié du cadre pourra être effectué en admettant des articulations fictives placées à mi-hauteur des éléments verticaux. En négligeant l'action des contraintes σ, on trouve dans l'angle du cadre $M_f = Hd/8$ et $T = H/4$, d étant la hauteur du cadre.

www.bouquin.tk

— Hypothèse « b »

On prendra en compte les contraintes maximales de compression σ'_{bm} distribuées sur toute la largeur de l'ouverture et calculées à l'aide du tableau C.7. La transmission des forces élastiques dues à ces contraintes jusqu'aux éléments verticaux du renfort pourra être envisagée en supposant que les éléments horizontaux du cadre solidarisés avec la coque, constituent une poutre-paroi sur une hauteur du fût au moins égale à la portée de l'ouverture (voir Règles CCBA68 paragraphe A.4). Les contraintes supplémentaires apportées par l'effet de la courbure de la coque pourront généralement être négligées.

En ce qui concerne l'étude de la poutre-paroi, le problème le plus difficile à résoudre est celui posé par les contraintes de cisaillement. Pour une poutre-paroi de même épaisseur que le fût les contraintes maximales de cisaillement calculées d'après les Règles CCBA68 sont $\tau = 0{,}75\,\sigma'_{bm}$. L'expérience a montré que, généralement, l'on peut admettre des contraintes plus grandes que celles prévues par les Règles (d'après le § 25.12, $\bar{\tau} < 3{,}5\,\bar{\sigma}_b$) sans dépasser néanmoins $\bar{\tau} = 5\,\bar{\sigma}_b$ environ. Toutefois, par mesure de précaution, il est souhaitable d'augmenter l'épaisseur de la poutre-paroi par rapport à l'épaisseur du fût chaque fois que cela est possible.

— Hypothèse « c »

On prendra en compte les contraintes maximales de traction σ_{am} $\Sigma\,\varpi/100$ distribuées sur toute la largeur de l'ouverture et calculées à l'aide du tableau C.7. La conduite du calcul sera analogue à celle indiquée pour l'hypothèse « b ». Les éléments verticaux et horizontaux qui bordent l'ouverture devront résister aux forces élastiques provoquées par les contraintes de traction.

Etude de la coque au niveau de l'ouverture.

Les éléments verticaux du renfort étant capables d'équilibrer les compressions (hypothèse « b ») ou les tractions (hypothèse « c ») représentant les réactions des poutres-parois, on pourra considérer que les contraintes engendrées dans la coque au niveau de l'ouverture ne diffèrent pas sensiblement des contraintes σ'_{bm} et σ_{am} calculées au-dessus de l'ouverture.

La section des cerces destinées à équilibrer l'effort tranchant d'ensemble pourra être égale à celle qui est nécessaire dans le fût non percé.

La résistance aux moments d'ovalisation devra être localement assurée au voisinage de l'ouverture par le renfort.

Ferraillage minimal

1. Aciers verticaux placés de part et d'autre de l'ouverture (dans les renforts). La section totale de ces aciers devra être au moins égale à la section des aciers verticaux coupés au droit de l'ouverture augmentée de 20 %.

2. Aciers horizontaux placés au-dessus et au-dessous de l'ouverture (dans les poutres-parois). La section totale de ces aciers devra être au moins égale à la section des aciers horizontaux coupés au droit de l'ouverture.

Par ailleurs, conformément au [32], la section minimale d'acier supplémentaire A_s placé au-dessus de l'ouverture sera au moins égale à

$$A_s = \frac{\sigma'_{28}\, h_o\, l}{140\,000}$$

(où l est la largeur de l'ouverture). La même condition sera respectée au-dessous de l'ouverture.

C.12.2 - Ouvertures sans renforts

Généralement les renforts ne peuvent être exécutés qu'après le passage du coffrage glissant ou grimpant, dans des conditions de travail difficiles et coûteuses.

En conséquence, les constructeurs essaient actuellement de les remplacer par une surépaisseur de la coque au niveau de l'ouverture comprenant un cadre incorporé. En attendant une étude théorique plus précise, la méthode de calcul approché exposée ci-dessous peut être appliquée dans le cas des petites et moyennes ouvertures sans renforts (ne dépassant pas un angle au centre égal à 45°) (1).

Dispositions constructives

Le fût au niveau des ouvertures sera largement dimensionné. Il ne faut pas oublier que, en moyenne, le coût d'un renfort équivaut à celui de 8 à 10 m de cheminée en section courante; l'élimination des renforts reste très économique même si, par mesure de précaution, l'on augmente considérablement l'épaisseur du fût et la section d'acier au niveau des ouvertures.

On recommande de prévoir une épaisseur h'_o telle que la section de béton au-dessus des ouvertures soit rétablie, $h'_o = 180\ h_o/(180 - \theta)$, augmentée forfaitairement de 20 % environ. On a désigné par θ le demi-angle au centre de l'ouverture.

En ce qui concerne le ferraillage courant au niveau de l'ouverture, on recommande de prévoir verticalement la même section qu'au-dessus de l'ouverture augmentée forfaitairement de 20 % environ; le ferraillage transversal (cerces) prévu au-dessus des ouvertures pourra être conservé sans modification.

Le renfort sera remplacé par un *cadre incorporé* constitué de deux poteaux et deux linteaux, dont les armatures viendront s'ajouter au ferraillage courant mentionné ci-dessus.

Etude du cadre incorporé

Nous reprenons les trois hypothèses exposées au § C.12.1.

Hypothèse « a ». Les sollicitations provoquées par la force horizontale $H/2$ seront équilibrées par les poteaux incorporés situés de part et d'autre

(1) L'auteur insiste sur le caractère provisoire de cette méthode empirique, des recherches théoriques et expérimentales étant en cours.

de l'ouverture. La hauteur L de la section d'un poteau sera évaluée graphiquement en faisant passer par le point « A » (fig. C.18 *b*) une tangente à la paroi intérieure du fût et en déterminant le point « B » d'intersection de cette tangente avec la paroi extérieure. La hauteur L sera considérée comme étant égale à la distance AB (cette méthode est parfois utilisée dans le calcul approché des poutres de retombée des voiles minces).

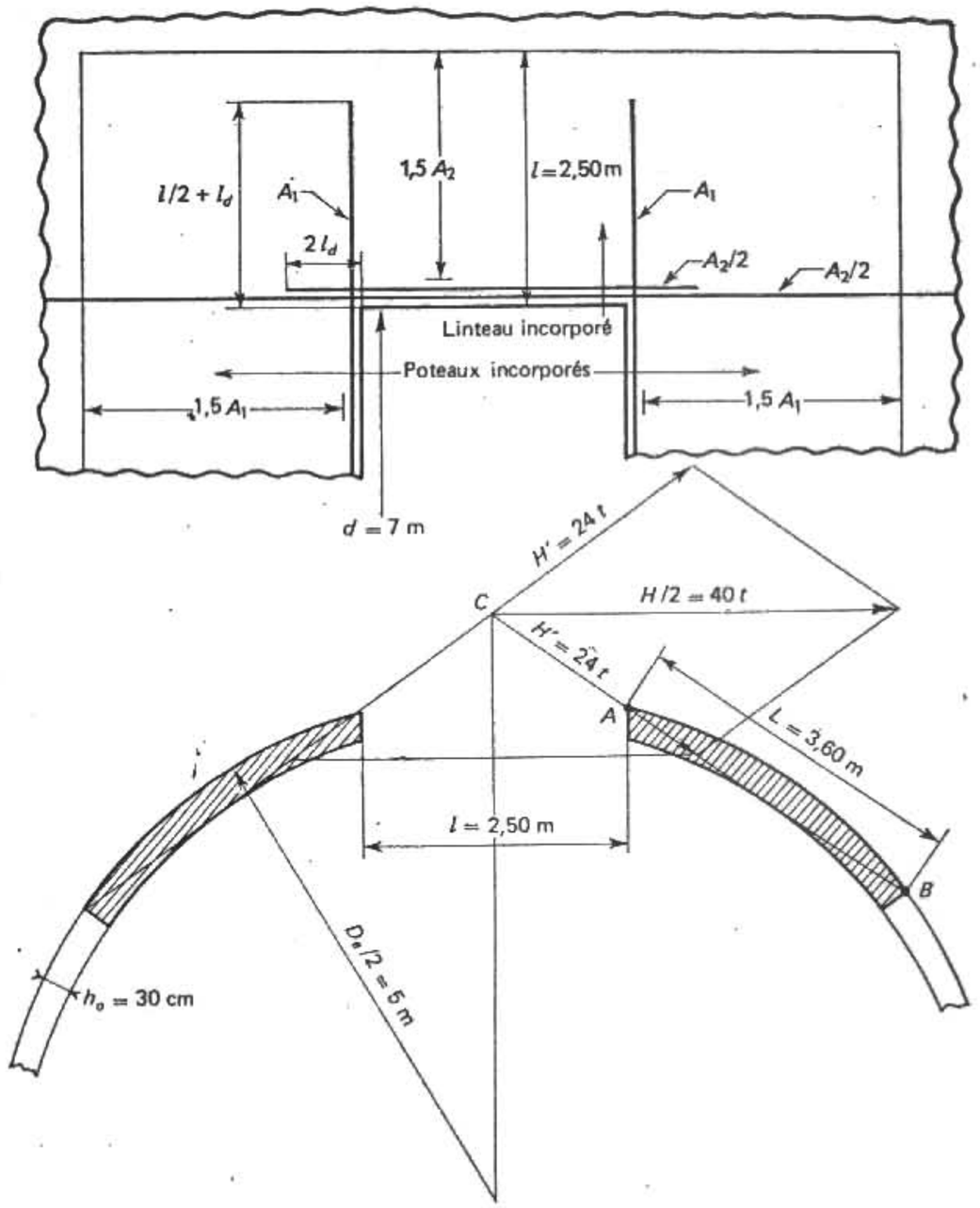


FIG. C.18b — *Ouvertures dans le fût. Ouvertures sans renforts. Hypothèse « a »* (voir FIG. C.18a)

www.bouquin.tk

On suppose que la force $H/2$ passe par le point d'intersection « C » des tangentes correspondantes aux deux poteaux incorporés. Pour trouver la force horizontale H' agissant sur chaque poteau on décompose $H/2$ sur les tangentes mentionnées (1). En reprenant le raisonnement exposé dans le § C.12.1 on détermine le moment agissant sur chaque poteau du cadre incorporé $M_f = H' d/2$. Avec le bras de levier des forces intérieures dans le poteau $z_1 \cong (2/3)\ L$ on obtient le ferraillage vertical qui borde l'ouverture $A_1 = M_f/\bar{\sigma}_a z_1$. La section A_1 sera disposée sur une largeur de 0,15 L environ.

Par ailleurs, sur le reste de la largeur, c'est-à-dire sur 0,85 L, on répartit une section d'acier égale à 1,5 A_1 environ. On compare la section 1,5 A_1 avec celle fournie par le ferraillage courant vertical augmenté de 20 % conformément aux dispositions constructives mentionnées ci-dessus, et l'on garde la section la plus grande. Longueur des armatures : $d + l + 2\ l_a$ (l_a = longueur d'ancrage).

Dans le linteau du cadre incorporé le moment M_f sera équilibré par une armature horizontale $A_2 = M_f/\bar{\sigma}_a z_2$, où $z_2 \cong (2/3)\ l$, l étant la hauteur du linteau égale à sa portée. La section A_2 sera disposée sur une hauteur de 0,15 l environ.

Par ailleurs, sur le reste de la hauteur, c'est-à-dire sur 0,85 l, on répartit une section d'acier égale à 1,5 A_2 environ. On compare la section 1,5 A_2 avec celle fournie par le ferraillage courant horizontal, et l'on garde la section la plus grande. Longueur des armatures : $d + 4\ l_a$.

La transmission des forces horizontales du cadre incorporé aux sections annulaires situées au-dessus et au-dessous de l'ouverture provoque des moments d'ovalisation difficiles à évaluer.

On considère que le ferraillage des linteaux peut équilibrer ces moments d'ovalisation, à condition de disposer la section d'acier A_2 bordant l'ouverture sur les deux faces du fût. En outre, la moitié des aciers dépassera de part et d'autre l'ouverture d'une longueur au moins égale à 2 l_a, l'autre moitié étant prévue continue sur toute la circonférence.

Hypothèses « b » et « c ». Les linteaux incorporés seront dimensionnés pour équilibrer et transmettre les compressions et les tractions d'après les méthodes exposées au § C.12.1.

Ferraillage minimal. Le même que celui prévu au § C.12.1.

Exemple numérique.

Considérons une cheminée ayant, à un certain niveau, les caractéristiques suivantes : diamètre extérieur $D_e = 10$ m; épaisseur $h_o = 22$ cm; pourcentage total d'acier vertical $\Sigma\ \varpi\ \% = 0{,}6\ \%$; pourcentage total d'acier transversal $\Sigma\ \varpi\ \% = 0{,}4\ \%$; effort tranchant $H = 80$ t; contrainte de compression sous poids propre revêtement et vent normal $\sigma'_{bm} = 60$ kg/cm².

(1) Un calcul algébrique fournit $L = 2\sqrt{R^2 - r^2}$ et $H' = H/(4\lambda)$, où $\lambda = \frac{r\sqrt{R^2 - b^2}}{R^2} - \frac{b\sqrt{R^2 - r^2}}{R^2}$; $b = l/2$; $R = D_e/2$; $r = R - h_o$.

Il s'agit de prévoir une ouverture sans renforts de largeur $l = 2{,}50$ m, hauteur $d = 7$ m, demi-angle au centre $\theta = 15°$ (fig. C.18 *b*).

Epaisseur au niveau de l'ouverture : $h'_o = 180\ h_o/(180 - \theta) = 24$ cm. En l'augmentant de 20 % on trouve environ 30 cm. L'accroissement de l'épaisseur du fût sera prévu sur la hauteur de l'ouverture, et continué sur une hauteur au moins égale à l au-dessus et au-dessous de l'ouverture.

Hypothèse « a ». Graphiquement on trouve $L = 3{,}60$ m et $H' = 24$ t. Moment fléchissant dans le poteau incorporé $M_f = 24 \times 7/2 = 84$ tm. Armatures Φ 20 H.A., coefficient $k = 0{,}5 \times 10^6$ (fissuration préjudiciable), $\bar{\sigma}_a = 1\ 270$ kg/cm² (tableau C.5). Ferraillage $A_1 = (8{,}4 \times 10^6)/(1\ 270 \times 240) = 28$ cm², avec $z_1 = (2/3)\ L = 240$ cm. On prévoit 9 Φ 20 en bordure, sur une largeur de 0,15 $L = 54$ cm, de part et d'autre de l'ouverture.

Le ferraillage courant vertical $\Sigma\ \varpi\ \% = 1{,}2 \times 0{,}6\ \% = 0{,}72\ \%$, le pourcentage étant rapporté à l'épaisseur $h_o = 22$ cm. La section d'acier sur la largeur 0,85 L est $0{,}85 \times 0{,}72 \times 360 \times 22/100 = 49$ cm². On compare cette section avec 1,5 $A_1 = 42$ cm² et l'on garde 49 cm² d'acier.

Moment fléchissant dans le linteau incorporé $M_f = 84$ tm. Ferraillage horizontal bordant l'ouverture $A_2 = (8{,}4 \times 10^6)/(1\ 270 \times 165) = 40$ cm², avec $z_2 = (2/3)\ l = 165$ cm. Les armatures A_2 sont réparties sur la hauteur $0{,}15\ l = 38$ cm.

La section courante d'acier sur la hauteur 0,85 l est $0{,}85 \times 0{,}40 \times 250 \times 22/100 = 19$ cm². On compare cette section avec 1,5 $A_2 = 60$ cm² et l'on garde 60 cm² d'acier.

Hypothèse « b ». Le linteau incorporé est soumis à une compression $p = \sigma'_{bm}\ h_o/h'_o = 60 \times 22/30 = 44$ kg/cm².

Contrainte de cisaillement $\tau = (3/4)\ \ 44 = 33$ kg/cm².

Acceptable : $\tau = 3{,}5 \times 7 = 25$ kg/cm².

Tolérable : $\tau = 5 \times 7 = 35$ kg/cm².

Charge sur la poutre-paroi $ph_o = 440 \times 0{,}30 = 132$ t/m.

Moment $M_o = 132 \times 2{,}50^2/8 = 103$ tm.

Ferraillage $A = (10{,}3 \times 10^6)/(165 \times 1\ 270) = 49$ cm²,

soit 16 Φ 20 H.A., disposés sur une hauteur de 0,15 l, dont 8 Φ 20 prolongés sur la circonférence du fût. On retient ce ferraillage, plus important que celui fourni par l'hypothèse « a ». De plus, sur la hauteur 0,85 l du linteau on prévoit la section d'acier 1,5 $A_2 = 60$ cm² obtenue en utilisant l'hypothèse « a ».

La transmission de l'effort tranchant du linteau aux poteaux incorporés engendre, dans ces derniers, des contraintes supplémentaires

$$\Delta p = ph'_o l/(2\ h'_o\ L) = pl/(2\ L) = 44 \times 2{,}50/(2 \times 360) = 15\ \text{kg/cm}^2.$$

Il est recommandable de vérifier que la contrainte totale dans le poteau incorporé $p + \Delta p = 44 + 15 = 59$ kg/cm² ne dépasse pas la contrainte σ'_{bm} au-dessus des ouvertures (dans notre cas $\sigma'_{bm} = 60$ kg/cm²).

www.bouquin.tk

en Hypothèse « c ». Si toutes les autres conditions sont respectées, il n'est généralement pas nécessaire de vérifier la transmission des efforts de traction. Les armatures verticales bordant l'ouverture seront prolongées de $l/2$ + la longueur d'ancrage au-delà de l'ouverture. Le ferraillage vertical coupé par l'ouverture sera bien ancré dans les linteaux, la reprise étant effectuée par des cadres et étriers.

Ferraillage minimal.

Armatures verticales coupées par l'ouverture : $A = 250 \times 22 \times 0{,}6/100 = 33$ cm². De chaque côté on doit retrouver au moins $1{,}2 \times 33/2 = 20$ cm². Condition respectée (poteau incorporé armé de 28 cm² d'acier au bord de l'ouverture).

Armatures horizontales coupées par l'ouverture : $A = 700 \times 22 \times 0{,}4/100 = 62$ cm². On doit retrouver, en haut et en bas de l'ouverture, au moins $62/2 = 31$ cm². Condition supplémentaire $A_s = \sigma'_{28}\, h_o'\, l/140\,000 = 270 \times 30 \times 250/140\,000 = 14{,}5$ cm². Les deux conditions sont respectées (linteau incorporé armé de 49 cm² au bord de l'ouverture).

C.13 - Conduits de fumées autoportants

C.13.1 - Description

Les vitesses accrues des gaz posent le problème de la perméabilité des revêtements classiques exécutés en maçonnerie de briques sur consoles (voir fig. C.9). L'expérience montre qu'à une vitesse d'environ 20 à 30 m/s, les gaz pénètrent par les joints et les fissures du briquetage dans l'espace annulaire entre le revêtement et le fût, en augmentant notablement le risque de corrosion du béton armé.

Quand les gaz sont sous pression, la pénétration risque de s'effectuer même dans les cas où les joints sont obstrués soigneusement à l'aide de couvre-joints en silicone ou téflon.

Pour éviter ces inconvénients on remplace de plus en plus le revêtement classique par des *conduits métalliques autoportants* en acier doux (rarement en corten). Les conduits métalliques ont, en plus, la qualité de diminuer les pertes de charge sur le trajet, leur rugosité superficielle étant nettement moindre que celle des conduits en maçonnerie. Comme ordre de grandeur on peut dire que pour le même diamètre, le rapport entre les résistances superficielles opposées par le conduit en acier et celui en maçonnerie sur consoles est de 1/2,2.

www.bouquin.tk

Du point de vue de la conception on peut classifier les conduits métalliques comme suit :

1. Conduits posés sur une plate-forme intérieure et butés au sommet contre le fût en béton armé par l'intermédiaire d'un système de guidage composé de câbles, ou de pare-chocs réglables après la dilatation du conduit (fig. C.19); souvent on prévoit, par mesure de précaution, des guidages supplémentaires le long du conduit.

2. Conduits accrochés au sommet du fût (voir aussi la remarque § C.13.2).

3. Conduits indépendants posés sur une plate-forme intérieure et libres sur toute la hauteur (la plate-forme est encastrée dans le fût ou posée sur des poteaux indépendants).

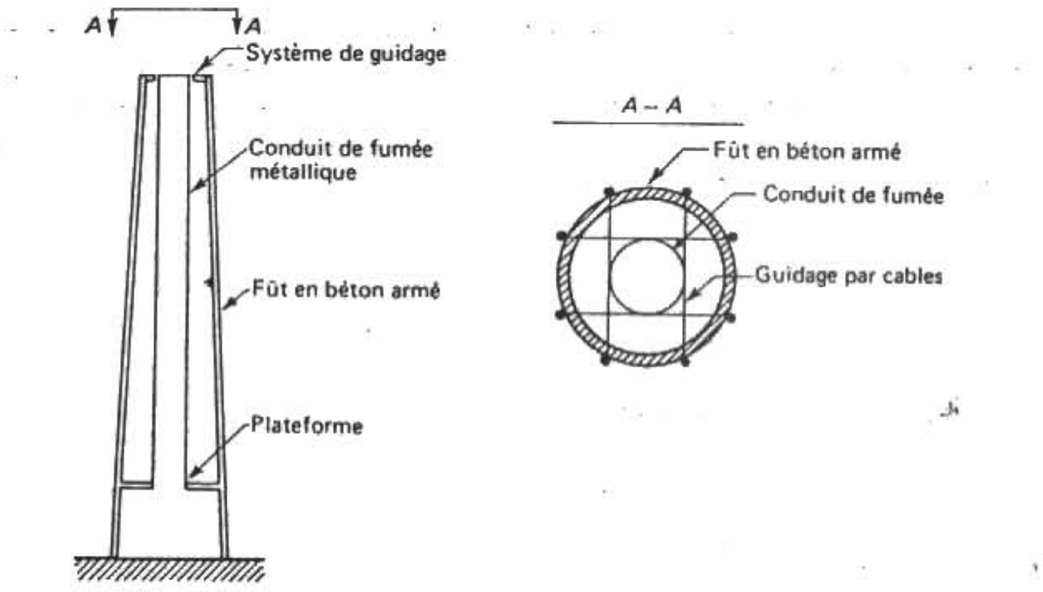


FIG. C.19 — *Conduit métallique posé sur une plate-forme et appuyé au sommet sur le fût en béton armé.*

La première conception est, de loin, la plus répandue. Le système de guidage est étudié de manière à permettre la libre dilatation verticale et transversale du conduit.

Dans tous les systèmes les conduits métalliques sont calorifugés extérieurement ou garnis intérieurement (avec béton ou briquetage réfractaire, anti-acide, isolant).

Pour les fumées à température relativement faible, il suffit de calorifuger la tôle : les cheminées de grande hauteur ainsi conçues sont moins coûteuses que celles avec conduit en briques (elles nécessitent cependant un entretien beaucoup plus important).

Par contre lorsque la température des fumées est élevée et que la tôle doit être protégée par un béton ou un briquetage, le conduit métallique peut devenir plus coûteux que le conduit en briques.

De plus, il peut alors se poser des problèmes pour le guidage avec les câbles, ceux-ci s'allongeant sous l'effet de la chaleur.

L'épaisseur de la tôle nécessaire théoriquement à la suite des calculs de résistance et de stabilité dépasse rarement 4 à 5 mm. A cette valeur il faut ajouter une épaisseur supplémentaire compte tenu des destructions inévitables causées par la corrosion, dont la valeur dépend surtout de l'agressivité des gaz, des conditions d'exploitation et de la durée de vie prévue pour l'ouvrage.

L'expérience américaine semble montrer qu'en moyenne la corrosion détruit environ 2 mm de tôle tous les 10 ans. Toutefois, le projet de normes allemandes DIN 4133 prévoit une épaisseur de tôle supplémentaire nettement plus importante : 4 à 8 mm et 6 à 10 mm pour les conduits ayant une durée de vie prévue de respectivement 10 et 20 ans. L'épaisseur mentionnée varie en fonction du degré d'agressivité des gaz et concerne les conduits pour lesquels aucune protection n'est prévue contre la corrosion (1).

Si le conduit est protégé à l'intérieur le supplément d'épaisseur sera d'au moins 1/5 de la valeur nécessaire en cas d'absence de protection, sans jamais descendre au-dessous de 1 mm.

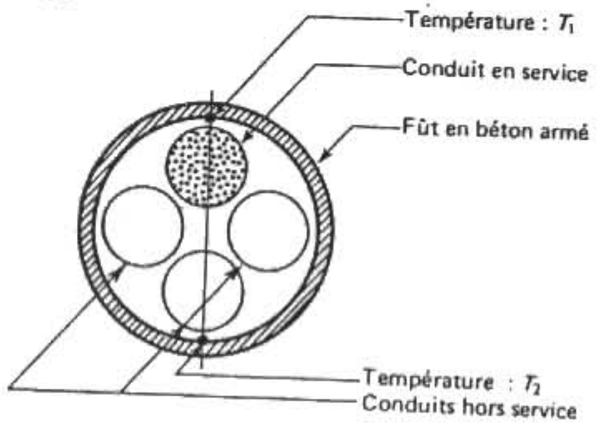


FIG. C.20 — *Conduits métalliques multiples.*

Enfin, il est recommandé de ne pas utiliser des conduits métalliques pour les gaz dont la température dépasse 500° environ.

Une autre conception nouvelle est celle des *conduits métalliques multiples* (fig. C.20), guidés par fût en béton armé par l'intermédiaire des diaphragmes servant en même temps de plates-formes d'entretien.

Les conduits multiples sont parfois la conséquence des nouveaux décrets sur la pollution qui imposent une vitesse relativement grande de sortie des fumées. Il en résulte des conduits de petit diamètre qu'on groupe pour des raisons économiques. Chaque conduit correspond à une ou deux chaudières.

Enfin, les *conduits autoportants en maçonnerie de briques ou parpaings*, construits d'un seul tenant pour éliminer les joints, posés sur les plates-formes intérieures et libres sur toute la hauteur, sont assez souvent utilisés pour les vitesses des gaz d'environ 10 à 15 m/s. Pour éviter les contacts entre le conduit et le fût, il faut prévoir au sommet un jeu au moins égal à la plus grande flèche du fût sous l'action du vent extrême.

(1) Les normes britanniques BS 4076, assez rarement utilisées en France, indiquent les épaisseurs supplémentaires suivantes: conduit protégé → 1,6 mm (3,2 mm); conduit non protégé, gaz provenant du charbon → 3,2 mm (4,8 mm); conduit non protégé, gaz provenant du fuel → 4,8 mm (6,4 mm). Les deux chiffres correspondent à une durée de vie de respectivement 10 et 20 ans.

www.bouquin.tk

C.13.2 - Calcul

a) Conduits métalliques autoportants

On considère uniquement le cas des conduits posés sur une plate-forme et butés au sommet contre le fût en béton armé par l'intermédiaire de câbles ou ressorts. La déformation du fût entraîne celle du conduit, dont la rigidité est supposée négligeable. En considérant un appui fixe (hypothèse défavorable, réalisable uniquement en cas d'un bloquage du ressort), on trouve à la base du conduit $M = 3\,f\,E_c\,I_c/l^2$, où f est la flèche du fût en béton armé, E_c et I_c sont respectivement le module d'élasticité et le moment d'inertie du conduit, et l est la hauteur du conduit. La contrainte dans l'acier, sans tenir compte de l'instabilité élastique, est $\sigma = (P/\Omega) - (MR/I_c)$; le gradient thermique dans la paroi du conduit étant négligeable, les contraintes thermiques sont supposées nulles.

D'après [32] la contrainte σ doit être comparée avec la contrainte admissible $\bar{\sigma} = XY$

où : $X = \dfrac{140\,000}{D/e}\left(2 - \dfrac{133}{D/e}\right)$,

$Y = \dfrac{21\,600}{18\,000 + (l/r)^2}$,

D = le diamètre du conduit,

e = l'épaisseur de la tôle,

r = 0,707 $(D/2)$ = le rayon de giration.

De plus, il est nécessaire d'effectuer une vérification au cloquage utilisant éventuellement la formule employée par l'entreprise américaine KELLOGG (1).

$$\sigma_{cr} = \frac{E\left(0{,}6\,\dfrac{h_o}{R} - \dfrac{R \times 10^{-7}}{h_o}\right)}{\left(1 + 0{,}004\,\dfrac{E}{\sigma_{en}}\right)}.$$

Le coefficient de sécurité préconisé pour le cloquage sous poids propre est de 4.

On peut aussi utiliser la méthode du projet de Règles allemandes DIN 4133, § 4.3.2.

A l'épaisseur de tôle requise par le calcul il faut, évidemment, ajouter le supplément correspondant à la corrosion.

Remarque sur les sinistres concernant les conduits métalliques.

Dernièrement, certains sinistres importants ont été signalés à l'étranger dans les conduits métalliques posés sur une plate-forme et *reliés à deux carneaux*. Quand l'une des carneaux était hors service, les gaz insufflés par l'autre carneau produisaient dans le conduit un accroissement de température non uniformément réparti sur la circonférence. Les déformations locales transversales, ainsi que le phénomène

(1) Renseignement communiqué par M. R. SNOOK, ingénieur en chef, KELLOGG Co.

de cloquage provoqué au droit du carneau en service, ont été suffisamment importants pour causer de graves désordres.

Pour éviter ce genre de sinistres, certains spécialistes pensent qu'il faudra à l'avenir préférer les conduits accrochés au sommet (donc tendus et sans risque de cloquage), le joint de dilatation prévu au-dessus des ouvertures des carneaux étant rendu étanche par un réservoir annulaire rempli de liquide, à l'intérieur duquel la gaine aurait la possibilité de s'allonger librement.

D'autres systèmes de joints de dilatation moins compliqués (lyres en matériaux plastiques, etc.) sont à l'étude.

Evidemment en ce qui concerne les conduits desservant une seule unité et *reliés à un seul carneau* ce genre de sinistre ne peut pas se produire.

Toutefois, il existe une autre cause de température non uniforme sur la circonférence susceptible de créer des désordres de moindre importance, mais affectant aussi bien les conduits reliés à deux carneaux que ceux reliés à un seul carneau.

Il s'agit du manque d'homogénéité de certains gaz insufflés à grande vitesse dans le conduit. Juste au-dessus des ouvertures des carneaux on a pu mesurer des différences de température relativement importantes entre divers points situés sur la même circonférence. A une hauteur assez élevée (au moins 20 à 30 m au-dessus des ouvertures) le mélange des gaz étant effectué, le problème ne se pose plus.

b) Conduits métalliques multiples

Les moments locaux engendrés dans le fût en béton armé par le gradient thermique assymétrique (un conduit en service, l'autre hors fonction) peuvent être calculés par les formules utilisées dans le cas de l'ensoleillement (C.5.2) :

$$M_{re} = \frac{\mu\, T_c\, E_v\, h_o^3}{5\, D_m},$$

$$M_{rt} = \frac{\mu\, T_c\, E_v\, h_o^3}{2{,}75\, D_m}.$$

Dans ces formules T_c est la différence de température entre les génératrices du fût, la plus proche et la plus éloignée du conduit en service (génératrices diamétralement opposées).

Le calcul des conduits métalliques ne pose pas de problème particulier par rapport aux conduits autoportants isolés.

c) Conduits autoportants en maçonnerie

Les conduits autoportants en maçonnerie ne sont pas reliés au fût en béton armé qui les protège des effets du vent. Les sollicitations de calcul sont le poids propre et la température.

La vérification au flambement peut s'effectuer avec la formule $g_{cr} = 7{,}83\, E_c\, I_c / Z^3$ où Z est la hauteur de la cheminée, E_c et I_c sont respectivement le module d'élasticité sous charge permanente et le moment d'inertie du conduit, g_{cr} est le poids propre critique du conduit par unité de hauteur. Cette formule, reproduite d'après le cours *Résistance des Matériaux* de M. Courbon, est rigoureusement exacte pour le cas du mât cylindrique, d'épaisseur constante, soumis au flambement sous son poids propre. La valeur de g_{cr} est à comparer avec le poids propre g du conduit par unité de hauteur.

www.bouquin.tk

Si le conduit est tronconique, ou d'épaisseur variable, on pourra lui substituer un conduit fictif cylindrique d'épaisseur constante ayant une inertie équivalente.

Les contraintes dues à la température peuvent être évaluées avec la formule $\sigma_t = \mu\, t\, E_v/2$, où t est le gradient thermique. La maçonnerie étant un matériau particulièrement hétérogène, il est souhaitable que les données concernant le module de dilatation linéaire μ et le module d'élasticité E soient fournies par le fabricant.

A titre d'information on peut spécifier que, en général, on a l'habitude d'utiliser la valeur $\mu = 0{,}5 \times 10^{-5}$ pour la maçonnerie en briques. Toutefois, il faut noter que pour certaines maçonneries en briques réfractaires la valeur de μ peut descendre jusqu'à environ $0{,}2 \times 10^{-5}$.

Pour la maçonnerie en parpaings de béton $\mu = 1 \times 10^{-5}$.

Le module d'élasticité pour charges de longue durée (température) peut présenter des variations très importantes selon la nature des briques (ou parpaings) et du mortier.

Si aucune donnée précise ne peut être obtenue, on peut utiliser dans les avant-projets $E_v = 3 \times 10^4$ pour les briques et $E_v = 21 \times 10^4$ pour les parpaings.

Toutefois, il est à noter que pour certaines briques spéciales à mortier anti-acide on arrive à $E_v = 10 \times 10^4$ (1).

L'étude s'effectue en section homogène, susceptible d'équilibrer uniquement des compressions (diagramme triangulaire des contraintes). Une exception peut être faite dans le cas de certaines colles remplaçant le mortier, capables d'équilibrer des tractions assez importantes. Dans le cas des sections annulaires renforcées par des cerces la traction dans le sens transversal est équilibrée par les aciers.

En ce qui concerne les contraintes admissibles, les Normes allemandes DIN 1056 interdisent de dépasser, pour le calcul au gradient thermique, $\bar{\sigma}'_t = 16$ kg/cm². La contrainte totale dans une section, due à la température et au poids propre, ne doit pas dépasser $\bar{\sigma}' = 0{,}4\, \sigma'_o + 0{,}15\, L$. De plus, $\bar{\sigma}' < \sigma'_o$. Dans cette relation L est la distance entre le sommet du conduit et le niveau pris en considération et $\sigma'_o = \sigma'_m/8$, où σ'_m est la résistance à la rupture de la maçonnerie.

La contrainte σ'_o ne doit pas dépasser 25 kg/cm², ni les valeurs indiquées au tableau C.9 (page suivante).

Note sur les conduits en béton armé

Certains constructeurs américains utilisent quand la température des gaz est faible un conduit en béton armé non relié au fût, ferraillé d'une seule nappe placée à l'extérieur. Son épaisseur est déterminée en fonction de la durée de vie souhaitée de l'ouvrage et de la vitesse probable d'avancement de la corrosion à l'intérieur de la paroi du conduit (2).

---

(1) Le *conduit* autoportant n'est pas soumis à des charges de courte durée (vent). Néanmoins, afin de pouvoir utiliser ce paragraphe dans l'étude des *cheminées* en briques soumises, évidemment, à l'action du vent, nous indiquons le module d'élasticité instantané recommandé par les Normes Suisses 113 : $E_i = 1\,000\, \sigma_M$ pour les briques de terre cuite jointoyées au mortier bâtard et $E_i = 360\,000\, \sigma_M/(\sigma_M + 400)$ pour les briques jointoyées au mortier de ciment. Dans ces formules σ_M est la résistance à la rupture de la maçonnerie.

(2) Renseignements communiqués par M. P. Sikes (Wisconsin Electric Co.).

Par ailleurs, la cheminée de Drax (Grande-Bretagne), ayant une hauteur de 250 m, construite en 1969, contient trois conduits en béton armé d'une épaisseur de 12,5 cm, ferraillés sur la face extérieure, solidarisés entre eux par des planchers

Résistance à la rupture des briques ou parpaings	σ'_0 (kg/cm²)
150	10
250	15
350	18
450	22

Tableau C.9. — Contraintes admissibles dans les murs en briques ou parpaings

prévus tous les 22 m. Les planchers sont posés sur des consoles par l'intermédiaire d'une couche élastique genre néoprène. Les conduits sont protégés à l'intérieur par un matériau bitumineux; à l'extérieur il a été prévu un matelas en laine de verre pour diminuer le gradient thermique dans le fût.

C.14 - Effet des gaz très chauds et des gaz corrosifs

C.14.1 - Gaz très chauds

Les gaz très chauds produisent des gradients thermiques importants, et, en conséquence, des contraintes de traction et de compression relativement élevées par rapport à celles provoquées par les sollicitations d'ensemble (vent et charge permanente). Dans ce cas, si les contraintes admissibles sont dépassées, il faut éviter le geste reflexe de l'ingénieur qui, automatiquement, cherche à améliorer la situation en augmentant le pourcentage d'acier ou l'épaisseur du béton. En réalité aussi bien l'accroissement du ferraillage que l'augmentation de l'épaisseur sont pratiquement inutiles.

www.bouquin.tk

En effet, si l'on examine la formule $nc\ K_t\ h_o/(1 + c)$ on voit que la contrainte de traction provoquée par le gradient thermique ne dépend pas de la section d'acier mais uniquement de la répartition des armatures entre les nappes extérieure et intérieure. La seule conséquence favorable de l'augmentation des armatures est la diminution des contraintes σ_{om} dues aux sollicitations d'ensemble, ce qui laisse une marge plus grande par rapport aux contraintes admissibles $\bar{\sigma}_o$ au supplément de contrainte σ_t causée par le gradient thermique.

Quant à l'augmentation de l'épaisseur du fût, la formule $\sigma_t = K_t\ h_o/2 = E_c\ \mu_t\ t/2$ démontre qu'elle n'a aucune influence sur les contraintes de compression d'origine thermique. Toutefois, comme dans le cas du ferraillage, l'accroissement de l'épaisseur peut diminuer les contraintes σ_{om} dues aux sollicitations d'ensemble.

En pratique, si les contraintes dues à la température représentent plus d'environ la moitié des contraintes totales, et si l'on a des difficultés à respecter les contraintes admissibles, une solution réaliste ne peut être trouvée que dans la diminution du gradient thermique. Il faudra augmenter l'épaisseur du revêtement, sinon améliorer sa qualité, ou bien interposer une couche isolante (par exemple laine de verre) entre le revêtement et le fût, en laissant toutefois un espace annulaire d'au moins 5 cm. Parfois on obtient le résultat désiré en diminuant l'épaisseur du fût (ce qui entraîne la chute du gradient thermique), tout en augmentant le pourcentage d'acier si nécessaire.

De plus, compte tenu du fait que la contrainte σ_t diminue quand on réduit la valeur du rapport $c = A_i/A_e$, il est recommandé de concentrer la plus grande partie du ferraillage nécessaire au droit de la face extérieure, en gardant comme armature intérieure un minimum nécessaire pour la bonne construction.

Contraintes supplémentaires au niveau du plancher-cendrier.

La présence du plancher-cendrier a pour effet de créer dans le fût, un passage brusque de la température du milieu ambiant au-dessous des carneaux, à la température nettement plus élevée au niveau des carneaux. La libre dilatation, dans le plan horizontal, des sections annulaires au-dessus du plancher étant empêchée par le fût non dilaté au-dessous des carneaux, des contraintes supplémentaires sont à prendre en compte, surtout dans le cas des gaz très chauds. En effectuant une coupure au niveau du plancher et en écrivant les équations de compatibilité des déformations on peut trouver les sollicitations engendrées par ce cas de charge (compressions et tractions dans les sections annulaires respectivement au-dessus et au-dessous du plancher, moments fléchissants dans les bandes verticales.)

A défaut d'un calcul plus précis, il est recommandé de prévoir une ceinture incorporée dans le fût *au-dessous du plancher* (supposé désolidarisé de la cheminée et posé sur des consoles intérieures), dans tous les cas où le gradient thermique dépasse 60° environ.

La section minimale A des armatures transversales en cm² peut être évaluée forfaitairement par la relation $A = 0{,}25\ (t - 60°)\ (h_o/0{,}30)^2$, où t et h_o sont respectivement le gradient thermique en degrés centigrades et l'épaisseur du fût en m. Cette relation suppose des armatures H.A.; elle est valable pour des diamètres petits et moyens compris entre 4 et 10 m environ.

Par exemple, pour $t = 110°$ et $h_o = 0{,}30$ m, on obtient $A = 12{,}5$ cm². La ceinture 30 × 30 cm sera constituée par 2 × 3 Φ 16 H.A. placées sur les faces extérieure et intérieure du fût et reliées par des cadres Φ 6 tous les 25 cm.

C.14.2 - Gaz corrosifs

Pratiquement toutes les fumées sont corrosives, leur degré de nocivité étant lié à la température et surtout à la teneur en soufre (voir § C.1 *c*).

a) Action sur les aciers

Du point de vue de la corrosion les contraintes d'origine thermique ont un effet favorable, diminuant les tractions dans les aciers intérieurs, les plus exposés aux effets nocifs des gaz.

En tout état de cause, la contrainte admissible des aciers est limitée par la condition de fissuration, qui, en fonction du coefficient k, impose une valeur σ_2, souvent très petite par rapport à σ_{en} (voir tableau C.5).

Il est possible d'adopter des coefficients k différents pour les nappes extérieure et intérieure de ferraillage, ainsi que pour les différents cas de charge.

La valeur du coefficient k affecté à la nappe extérieure dépendra des caractéristiques de l'atmosphère ambiante (milieu marin, air contenant des particules de charbon dans une centrale électrique, etc.). Toutefois, au voisinage du sommet de la cheminée, on devra affecter à la nappe extérieure un coefficient k plus faible, compte tenu de l'atmosphère polluée de gaz corrosifs.

En ce qui concerne la nappe intérieure, il ne faut pas oublier que les calculs sont effectués en état hors service; comme pour la nappe extérieure, le coefficient k dépendra des caractéristiques de l'atmosphère ambiante. Néanmoins, pour les cheminées exceptionnellement importantes, il faudra prendre en considération un cas de charge supplémentaire, celui de la cheminée en service (donc soumise aux effets thermiques); dans ce cas, les contraintes de traction dans la nappe intérieure, réduites par la présence de la température, devront être comparées aux contraintes admissibles σ_2, elles aussi réduites par l'affectation d'un coefficient k dépendant de la teneur en soufre des gaz et de la perméabilité du revêtement.

Pour revenir aux cas courants, on peut indiquer *à titre d'exemple* un coefficient $k = 0{,}5 \times 10^6$ pour la nappe extérieure au voisinage du sommet et $k = 10^6$ pour le reste de la nappe extérieure ainsi que pour la totalité de la nappe intérieure (calculée hors service).

En tout état de cause, les répercussions sur la quantité d'acier étant très importantes le coefficient k sera choisi avec beaucoup de soin.

b) Action sur le béton

De nombreux cas de désordres ont été constatés, le béton de la paroi intérieure du fût étant corrodé sur un à deux cm (dans un cas exceptionnel la corrosion a détruit 6 cm de béton).

Les effets de la corrosion éventuelle seront évités par une protection accrue des armatures (minimum 3 cm d'enrobage) et par le traitement de la surface du béton avec des produits isolants et anticorrosifs.

Quand l'épaisseur de la paroi est réduite (moins de 20 cm environ), il est prudent de tenir compte de la diminution éventuelle de la hauteur utile de la section du béton provoquée par la corrosion.

www.bouquin.tk

C.15 - Etude simplifiée des cheminées

La méthode approchée exposée ci-dessous peut être utilisée dans les calculs d'avant-projet ou dans le cadre des études concernant des cheminées de faible importance (ne dépassant pas une hauteur de 50 m environ et un gradient thermique de 70 °C environ).

a) Gradient thermique

Le gradient thermique t peut être évalué par la formule suivante :

$$t = \frac{h_o T_i}{h_o + 4 h_r + 0{,}3}$$

où : T_i est la température des gaz,
h_o est l'épaisseur du fût en béton en m,
h_r est l'épaisseur du revêtement en briques rouges, anti-acides ou réfractaires en m.

Il est supposé qu'entre le fût et le revêtement il existe un vide d'air ventilé.

La température sur la face intérieure du béton est, approximativement, $t_i = 1{,}1\ t$.

Le gradient thermique pourra être négligé si $t < 30$ °C.

b) Consoles intérieures

L'effet des consoles intérieures peut être négligé si le rapport $M_e/2\ h_o^2 \leqslant 0{,}5$ (M_e en kgm/m, h_o en cm).

c) Calcul du béton, face sous le vent

Sollicitation d'ensemble.

On utilise l'abaque de Saliger (fig. C.21).

L'entrée s'effectue avec $a = M/VR_m$. En fonction du pourcentage total d'acier vertical $\Sigma\ \varpi$ (nappes extérieure et intérieure) on trouve le coefficient B. La contrainte dans le béton est $\sigma'_{bm} = V/\Omega B$, où Ω est la section annulaire de béton non homogénéisée.

Gradient thermique.

$$\sigma'_t = 0{,}6\ t \text{ (en kg et cm}^2\text{)}.$$

Consoles intérieures.

$$\sigma'_c = 6\ M_{ce}/h_o^2.$$

Calcul des tours sous l'effet des sollicitations d'ensemble (moment M, force V)

On utilise : $a = \dfrac{M}{VR_m}$; $\Sigma\varpi = \varpi_e + \varpi_i$; Ω

où

M = le moment fléchissant d'ensemble

V = la charge verticale ($V = G$, ou $V = G + P$)

R_m = le rayon moyen

Ω = la section annulaire de béton (non homogénéisé)

On obtient A en utilisant la famille de courbes $\Sigma\varpi \rightarrow A$

On obtient B en utilisant la famille de courbes $\Sigma\varpi \rightarrow B$

Il en résulte :

$$\sigma'_{bm} = \frac{V}{\Omega B}$$

$$\sigma_{a\,m} = A\,\sigma'_{bm}$$

Voir aussi fig. C.12 et C.13

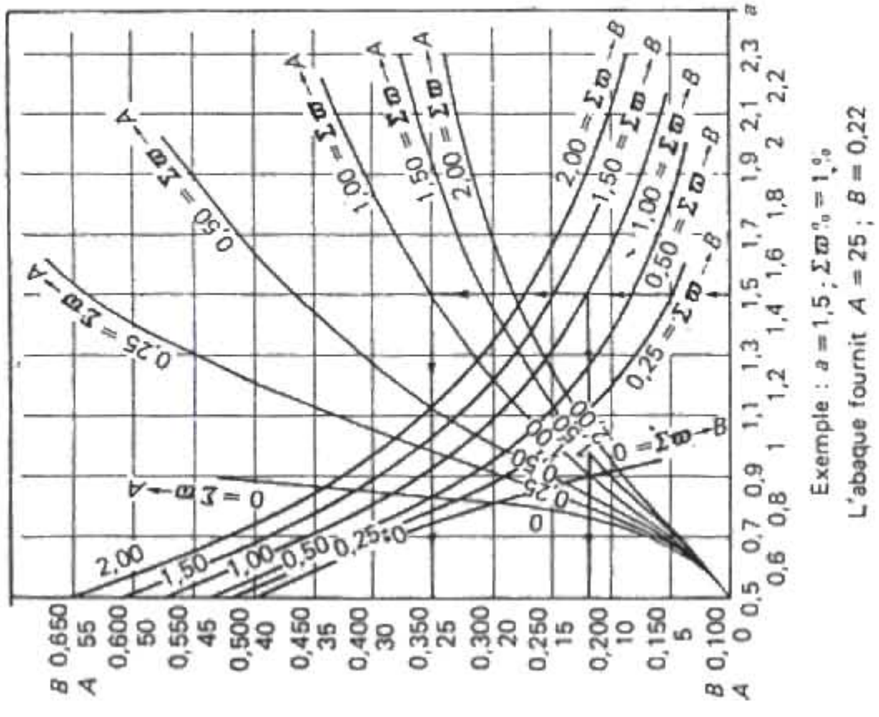


FIG. C.21 — *Abaque de Saliger.*

www.bouquin.tk

Contrainte totale.

$$\sigma'_b = \sigma'_{bm} + \sigma'_c + \sigma'_t.$$

Contraintes admissibles (1).

— sollicitations de premier genre :

$$\sigma'_{bm} \leqslant 0{,}3\,\sigma'_{28},$$

$\sigma'_b \leqslant \alpha_1\,\psi_b\,\sigma'_{28}$ (le coefficient ψ_b est fourni par le tableau C.4; contraintes en kg et cm²).

— sollicitations de deuxième genre :

$$\sigma'_{bm} \leqslant 0{,}45\,\sigma'_{28},$$

$$\sigma'_b \leqslant 1{,}5\,\alpha_1\,\psi_b\,\sigma'_{28}.$$

d) Calcul du ferraillage vertical, face au vent

Le calcul du ferraillage vertical concerne les aciers extérieurs.

En effet, dans une étude d'avant-projet l'évaluation des contraintes dans les aciers intérieurs ne présente qu'un intérêt limité. De toute manière, le gradient thermique produit des contraintes de compression sur la paroi intérieure du fût, qui ont pour effet de réduire les tractions dues aux sollicitations d'ensemble. En conséquence, l'évaluation des contraintes maximales dans les aciers intérieurs ne correspond qu'à une situation provisoire hors service (avant la mise en fonction de la cheminée ou pendant les périodes de réparation); ce calcul n'est donc utile qu'au stade des études d'exécution et uniquement dans le cas des cheminées ayant une certaine importance.

Sollicitations d'ensemble.

On utilise l'abaque de Saliger (fig. C.21). L'entrée s'effectue avec $a = M/VR_m$. En fonction de $\Sigma\varpi$ on trouve le coefficient A. La contrainte dans les aciers verticaux (extérieurs et intérieurs) est $\sigma_{am} = A\,\sigma'_{bm}$.

Gradient thermique.

$$\sigma_t = 5{,}5\,t\,\frac{2\,c}{(1 + c)}$$

(si les nappes extérieure et intérieure sont identiques $\sigma_t = 5{,}5\,t$). La formule est donnée en kg et cm².

Consoles intérieures.

$$\sigma_c = M_{ce}\,/A_e h_a$$

(h_a est la distance entre les deux nappes d'armatures).

(1) Voir aussi l'annexe 2, § a.

Contrainte totale.

$$\sigma_a = \sigma_{am} + \sigma_t + \sigma_c.$$

Contraintes admissibles.

— sollicitations de premier genre :

$$\sigma_{am} \leqslant \sigma_2 \text{ (voir tableau C.5)},$$

$$\sigma_a \leqslant 2/3\ \psi_a\ \sigma_{en}, \text{ ou } \sigma_2$$

(la valeur la plus petite).

— sollicitations de deuxième genre :

$$\sigma_a \leqslant \psi_a\ \sigma_{en}.$$

e) Calcul du ferraillage transversal (cerces)

Le calcul concerne les aciers extérieurs uniquement (voir § d).

Effort tranchant.

$$\sigma_{am} = \frac{100\ H}{1{,}6\ D_m\ \Sigma\ \varpi\ h_o}$$

(nous rappelons que $\Sigma\ \varpi$ représente le pourcentage total d'acier transversal — nappes extérieure et intérieure).

Ovalisation.

$$\sigma_o = \frac{M_{oe}}{0{,}7\ h_o\ A_e}.$$

Gradient thermique.

$$\sigma_t = 9\ t \text{ (en kg et cm²)}.$$

Contrainte totale.

$$\sigma_a = 0{,}9\ (\sigma_{am} + \sigma_o + \sigma_t).$$

Remarques

1. Les contraintes σ_o et σ_t sont évaluées par des formules basées sur l'expression $\sigma = M/Az$, en considérant approximativement que $z \cong 0{,}7\ h_o$.

2. La contrainte σ_a est forfaitairement diminuée de 10 % seulement et non pas de 15 % (voir § C.9) pour tenir compte des imprécisions liées au calcul simplifié exposé au cours de ce paragraphe.

Contraintes admissibles :

— sollicitations de premier genre.

$$\sigma_a \leqslant 2/3\ \psi_a\ \sigma_{en}, \text{ ou } \sigma_2$$

(la valeur la plus petite).

— sollicitations de deuxième genre.

$$\sigma_a \leqslant \psi_a\ \sigma_{en}.$$

www.bouquin.tk

f) Exemple numérique

Reprenons l'exemple du § C.9, pour évaluer avec la méthode simplifiée les contraintes provoquées par les sollicitations du premier genre.

Calcul du béton.

Avec $\Sigma\ \varpi = 0{,}587$ et $a = M/VR_m = 38\,000/(4\,200 \times 9{,}25) = 0{,}98$ on trouve dans l'abaque de Saliger $B = 0{,}29$. La contrainte dans le béton est $\sigma'_{bm} = V/\Omega B = 4\,200/(2 \times \pi \times 9{,}25 \times 0{,}32 \times 0{,}29) = 780$ t/m² = 78 kg/cm².

Le moment $M_c = 700$ kgm/m peut être négligé; en effet, le rapport $M_c\ /\ 2h_o^2 = 700/(2 \times 32^2) = 0{,}34 < 0{,}5$.

Le supplément de contrainte apporté par le gradient thermique est $\sigma'_t = 0{,}6\ t = 0{,}6 \times 60 = 36$ kg/cm². En définitive $\sigma'_b = \sigma'_{bm} + \sigma'_t = 78 + 36 = 114$ kg/cm².

Calcul du ferraillage vertical

L'abaque de Saliger fournit $A = 19$. La contrainte dans l'acier est $\sigma_{am} = A\ \sigma'_{bm} = 19 \times 78 = 1\,480$ kg/cm².

Le supplément de contrainte apporté par le gradient thermique pour un ferraillage symétrique serait $\sigma_t = 5{,}5\ t = 5{,}5 \times 60 = 330$ kg/cm².

On répartit les aciers verticaux comme suit :

2/3 dans la nappe extérieure, 1/3 dans la nappe intérieure ($c = 0{,}5$). Avec un coefficient minorateur $2\ c/(1 + c) = 1/1{,}5 = 0{,}67$ le supplément de contrainte $\sigma_t = 0{,}67 \times 330 = 220$ kg/cm². En définitive $\sigma_a = \sigma_{am} + \sigma_t = 1\,480 + 220 = 1\,700$ kg/cm².

Calcul du ferraillage transversal

Avec $\Sigma\ \varpi = 0{,}58$; $\varpi = 0{,}29$; $c = 1$; $H = 390$ t; $D_m = 18{,}50$ et $M_{oe} = 2\,100$ kgm/m on obtient :

$$\sigma_{am} = \frac{100\ H}{1{,}6\ D_m\ \Sigma\ \varpi\ h_o} = \frac{100 \times 390}{1{,}6 \times 18{,}50 \times 0{,}58 \times 0{,}32} = 7\,100 \text{ t/m²} = 710 \text{ kg/cm²},$$

$$\sigma_o = \frac{M_{oe}}{0{,}7\ h_o\ A_e} = \frac{2\,100}{0{,}7 \times 32 \times 9{,}24} = 1\,020 \text{ kg/cm²},$$

$$\sigma_t = 9\ t = 9 \times 60 = 540 \text{ kg/cm²}.$$

En définitive $\sigma_a = 0{,}9\ (\sigma_{am} + \sigma_o + \sigma_t) = 0{,}9\ (710 + 1\,020 + 540) = 2\,040$ kg/cm².

Si l'on compare les résultats obtenus par la méthode simplifiée à ceux fournis par le calcul exact on s'aperçoit que la faible différence justifie l'utilisation de la première méthode dans l'étude des cheminées de petite importance ou dans les calculs d'avant-projet.

Le tableau C.10, qu'il est utile d'examiner en parallèle avec le tableau C.8, présente sous forme synoptique l'exemple numérique ci-dessus.

g) Dispositions constructives

1. Armatures verticales.

Il est d'usage courant de prévoir *deux nappes* de ferraillage. Mis à part les sollicitations d'ensemble, la nappe extérieure est destinée surtout à équilibrer les efforts d'origine thermique, tandis que la nappe intérieure n'a pratiquement pour objet que de limiter la fissuration. On recommande un rapport de 2/1 jusqu'à 3/1 entre la section d'acier extérieur et la section d'acier intérieur. Le désir de simplification sur le chantier amène parfois les entreprises à adopter des nappes extérieure et intérieure identiques; ce procédé quoique moins logique, reste tout à fait acceptable.

On peut utiliser *une seule nappe* d'armatures (armatures extérieures) pour la partie de la cheminée qui ne présente pas de tractions sous les sollicitations d'ensemble de premier genre; exceptionnellement on admet une seule nappe si la cheminée présente des sections tendues à condition que les tractions soient faibles (ne dépassant pas 8 kg/cm², le calcul étant effectué en section homogène).

Pour s'assurer que la section annulaire est entièrement comprimée il faudra vérifier que le rapport $a = M/(VR_m) \leqslant 0{,}5$.

Dans ce cas, le gradient thermique superposé aux sollicitations d'ensemble ne fait qu'augmenter les contraintes de compression sur la paroi intérieure, donc diminue le risque de fissuration, ce qui rend les aciers intérieurs théoriquement inutiles.

On peut donc concevoir une cheminée présentant une seule nappe extérieure du sommet jusqu'au niveau où l'on enregistre les premières tractions, et deux nappes verticales (extérieure et intérieure), à partir de ce niveau et jusqu'à la base.

Toutefois, si pour des raisons constructives ou autres l'épaisseur du fût dépasse 20 cm, un ferraillage de peau sur la paroi intérieure est généralement indispensable.

De plus, les armatures intérieures sont nécessaires, tout au moins localement, si les consoles intérieures sont assez importantes ($M_c/(2\,h_o^2) > 1{,}5$ environ; M_c en kgm/m, h_o en cm).

2. Armatures transversales.

Il est d'usage courant de prévoir *deux nappes* de ferraillage. La nappe extérieure est dimensionnée pour équilibrer les efforts tranchants, les moments d'ovalisation et les efforts d'origine thermique, tandis que la nappe intérieure est calculée pour équilibrer uniquement les efforts tranchants et les moments d'ovalisation en état hors service, ou la différence entre les contraintes provo-

www.bouquin.tk

Sens		Cas de charge A : sollicitations d'ensemble	Cas de charge B : sollicitations locales — Charge B1 : gradient thermique	Cas de charge B : sollicitations locales — Charge B2 : moments locaux	Cas de charge C : A + B1 + B2
Sens transversal	Aciers extérieurs	$\sigma_{am} = \dfrac{100\,H}{1{,}6\,D_m \Sigma \varpi h_o} = 710$ kg/cm²	$\sigma_t = 9\,t = 540$ kg/cm²	$\sigma_o = \dfrac{M_{oe}}{0{,}7\,h_o A_s} = 1\,020$ kg/cm²	$\sigma_a = 0{,}90\,(\sigma_{am} + \sigma_t + \sigma_o) = 2\,040$ kg/cm²
Sens vertical	Aciers extérieurs	$\sigma_{am} = A\,\sigma'_{bm} = 1\,480$ kg/cm² $A \rightarrow$ Abaque C 19	$\sigma_t = 5{,}5\,t\,\dfrac{2\,c}{(1+c)} = 220$ kg/cm²	Négligeable si : $M_c/2h_o \leqslant 0{,}5$ $\sigma_c = \dfrac{M_{ce}}{A_e\,h_a} \cong 0$	$\sigma_a = \sigma_{am} + \sigma_t = 1\,700$ kg/cm²
	Béton	$\sigma'_{bm} = \dfrac{V}{\Omega B} = 78$ kg/cm² $B \rightarrow$ Abaque C 19	$\sigma'_t = 0{,}6\,t = 36$ kg/cm²	Négligeable si : $M_c/2h_o^2 \leqslant 0{,}5$ $\sigma'_c = \dfrac{6\,M_{ce}}{h_o^2} \cong 0$	$\sigma'_b = \sigma'_{bm} + \sigma'_t = 114$ kg/cm²

Tableau C.10. — Exemple numérique simplifié

(voir § C.6.3.3). Il est donc logique de prévoir une nappe extérieure de section plus importante que la nappe intérieure, sauf si, par souci de simplification, on est amené à utiliser deux nappes identiques.

Dans la partie du fût ferraillé *d'une seule nappe* (armatures verticales) on essaie d'éliminer le ferraillage transversal intérieur. Il faudra dans ce cas, vérifier que la contrainte de traction dans le béton engendrée par l'ovalisation sous vent normal et hors service (sans gradient thermique) $\sigma_b = 6\ M_{oi}/h_o$ ne dépasse pas la contrainte admissible de traction du béton d'environ 8 kg/cm².

h) Calcul du fût ferraillé d'une seule nappe d'armatures extérieures.

Dans le cas exceptionnel du fût ferraillé d'une seule nappe d'armatures on peut faire les remarques suivantes.

La section entièrement tendue (sens vertical, face au vent) n'est pas affectée par le gradient thermique ($\sigma_t = 0$).

Les contraintes admissibles du béton et des armatures seront forfaitairement diminuées d'environ 10 à 15 % pour tenir compte du risque de fissuration accru par l'absence du ferraillage intérieur.

Les contraintes produites par les consoles intérieures au droit de la face au vent sous les sollicitations de premier genre seront évaluées approximativement par la relation

$$\sigma_c = \frac{M_{ce}}{0{,}7\ h_o\ A_e}$$

en admettant la superposition des contraintes σ_c calculées en flexion simple aux contraintes de traction σ_{am} (d'où : $\sigma_a = \sigma_{am} + \sigma_c$).

Les contraintes produites par les consoles intérieures au droit de la face au vent sous les sollicitations de deuxième genre seront évaluées approximativement par la relation

$$\sigma_c = \frac{M_{ce} + M_{ci}}{0{,}7\ h_o\ A_e}$$

en admettant que la totalité du moment M_c se transmet intégralement à la partie du fût située au-dessus des consoles, la paroi intérieure au-dessous des consoles étant plastifiée.

Les contraintes produites par l'ovalisation au droit des faces latérales sous les sollicitations de premier genre seront évaluées avec la relation habituelle

$$\sigma_o = \frac{M_{oe}}{\ldots}$$

www.bouquin.tk

Les contraintes produites par l'ovalisation au droit des faces latérales sous les sollicitations de deuxième genre seront évaluées approximativement par la relation

$$\sigma_o = \frac{M_{oe} + M_{oi}}{0{,}7\ h_o\ A_e};$$

il est supposé que deux articulations plastiques se forment au droit des faces au vent et sous le vent où les tractions dues au moment M_{oi} ne peuvent pas être équilibrées, et que les deux arcs isostatiques sont sollicités au droit des faces latérales par la somme des moments sur appuis et en travée $M_{oi} + M_{oe}$.

C.16 - Calcul à la rupture des sections annulaires selon la méthode de R. Cannon

Les nouvelles règles américaines ACI Building Code 318-71, correspondant aux règles françaises CCBA 68, préconisent le calcul à l'état limite ultime (de rupture) des éléments en béton armé.

Certains ingénieurs américains ont commencé à appliquer, à titre expérimental et avec certaines précautions, la méthode de calcul à l'état limite de rupture aux tours de section annulaire, telles que les tours de télévision, cheminées, etc.

Les précautions prises proviennent des simplifications admises dans la théorie, mais surtout du manque d'expérience dans le domaine du calcul à la rupture des tours et cheminées. En effet, il n'est pas encore certain que les méthodes de calcul applicables aux éléments de béton armé de faible dimension et étayées par des essais à la rupture peuvent être extrapolées aux tours de dimensions relativement importantes, pour lesquelles aucune recherche expérimentale n'a pas encore été effectuée.

L'abaque figure C.22, fournissant un moyen de calcul rapide et pratique, a été dressé par M. Robert Cannon, Ingénieur à la Tennessee Valley Authority (Etats-Unis). M. Cannon a, d'autre part, appliqué cet abaque dans le calcul de plusieurs cheminées présentées au [illegible]

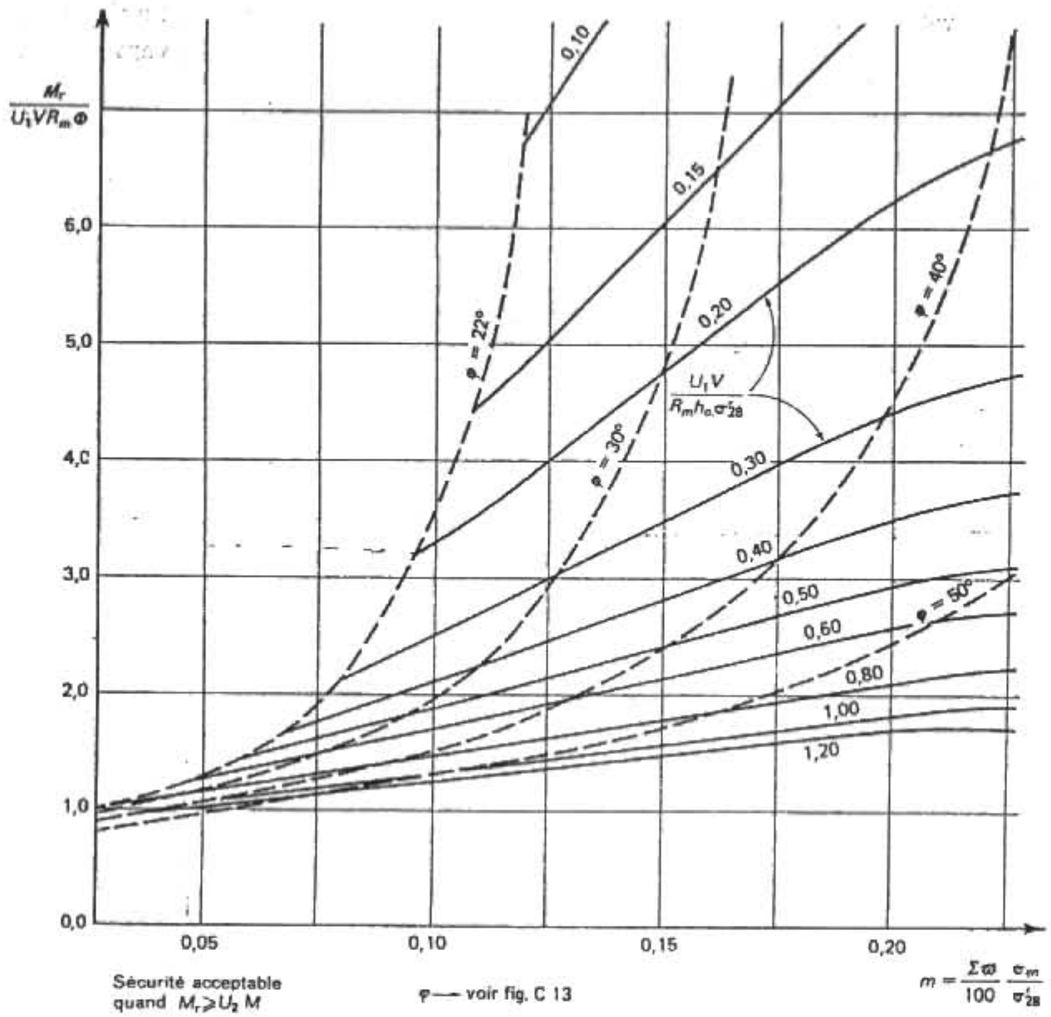


FIG. C.22 — *Calcul à la rupture des sections annulaires.*

Hypothèses

1. Contrainte de l'acier à la rupture : σ_{en}.

2. Déformation du béton à la rupture : 0,3 %.

3. Diagramme de contraintes du béton à la rupture : rectangulaire, avec une valeur constante des contraintes 0,85 σ'_{28}.

4. Rupture simultanée du béton et de l'acier.

5. Diagramme allongement-contrainte des aciers ayant σ_{en} comme palier.

6. Hauteur de la zone comprimée à la rupture : 85 % de la hauteur de la section au-dessus de l'axe neutre.

7. Ferraillage uniformément distribué sur le contour de la section.

www.bouquin.tk

Coefficients de sécurité réglementaires

1. Coefficient U de pondération des sollicitations.

D'après ACI 318-71, $U_1 = 0{,}9$ pour les charges permanentes et $U_2 = 1{,}3$ pour la charge due au vent normal (le vent extrême tel qu'il est défini par les Règles NV65, est inconnu aux Etats-Unis). Par mesure de précaution, M. Cannon recommande $U_2 = 1{,}5$, mais admet, dans ce cas, $U_1 = 1$.

2. Coefficient Φ de réduction de la capacité de résistance de la section. D'après ACI 318-71, $\Phi = 0{,}9 - [(2\ U_1\ V)/(\sigma'_{28}\ \Phi)] \geqslant 0{,}7$, où Φ est la section annulaire du fût. Par mesure de précaution M. Cannon recommande de limiter la valeur maximale de Φ à 0,75.

Etapes de calcul

1. On détermine la valeur auxiliaire $m = \Sigma\ \varpi\ \sigma_{en}/(100\ \sigma'_{28})$.

2. Avec $(U_1\ V)/(R_m\ h_o\ \sigma'_{28})$ on trouve $M_r/(U_1\ V R_m\ \Phi)$, où M_r est le moment capable de la section à la rupture.

3. Le degré de sécurité de l'ouvrage est considéré acceptable quand $M_r \geqslant U_2\ M$, où M est le moment fléchissant provoqué par le vent normal.

Remarque

Les ingénieurs américains supposent que le fût plastifié ne peut pas être affecté par les déformations d'origine thermique, ce qui exclut du calcul à la rupture les contraintes dues au gradient thermique. De plus, on néglige l'effet des sollicitations locales (moments produits par les consoles intérieures, etc.). Il est à remarquer que, de ce point de vue, la méthode américaine rejoint celle de l'Allemagne de l'Est [35] qui prévoit un calcul à la limite de rupture sous l'effet des sollicitations d'ensemble uniquement.

Exemple numérique

Reprenons l'étude de la section présentée au § C,7.1. Avec $U_1\ V = 0{,}9 \times 4\,200 = 3\,780$ t, $\sigma'_{28} = 2\,700$ t/m² et $\Omega = \pi\ D_m\ h_o = \pi \times 18{,}5 \times 0{,}32 = 18{,}60$ m², on trouve, d'après ACI 318-71, $\Phi = 0{,}9 - [(2 \times 3\,780)/(2\,700 \times 18{,}60)] = 0{,}75$. La contrainte σ_{en} des aciers étant 4 200 kg/cm², la valeur auxiliaire $m = (0{,}587 \times 4\,200)/(100 \times 270) = 0{,}091$. Le rapport $(U_1\ V)/(R_m\ h_o\ \sigma'_{28}) = 3\,780/(9{,}25 \times 0{,}32 \times 2\,700) = 0{,}475$. L'abaque fig. C.22 fournit $M_r/(U_1\ V R_m\ \Phi) = 2{,}1$, d'où $M_r = 2{,}1 \times 3\,780 \times 9{,}25 \times 0{,}75 = 55\,000$ tm. Le moment $M_r = 55\,000$ tm que la section peut mobiliser à la rupture étant plus grand que le moment fléchissant pondéré $U_2\ M = 1{,}3 \times 38\,000 = 49\,500$ tm agissant sur la structure, le degré de sécurité devrait être considéré comme acceptable d'après les règles ACI 318-71.

Toutefois, l'auteur de ce livre recommande d'utiliser, tout au moins pour des premières études effectuées à titre expérimental, les coefficients U et Φ préconisés par M. Cannon. On obtient $m = (0{,}587 \times 4\,200)/(100 \times 270) = 0{,}091$, et $(U_1\ V)/(R_m\ h_o\ \sigma'_{28}) = 4\,200/(9{,}25 \times 0{,}32 \times 2\,700) = 0{,}525$.

L'abaque figure C.22 fournit $M_r/(U_1\ VR_m\ \Phi) = 2$, d'où $M_r = 2 \times 4\,200 \times 9{,}25 \times 0{,}75 = 58\,000$ tm.

Le moment capable de la section à la rupture M_r serait à comparer à $U_2\ M = 1{,}5 \times 38\,000 = 57\,000$ tm; le degré de sécurité peut être considéré comme acceptable.

L'abaque peut être utilisé pour le dimensionnement. Dans ce cas, on remplace M_r par $U_2\ M$ et on trouve la valeur de m.

C.17 - Etude des tours de section annulaire autres que les cheminées

Du point de vue des études il n'y a pas de différence qualitative entre une cheminée et une autre tour de section annulaire. En conséquence, mis à part les § C.1, C.13 et C.14, tous les autres paragraphes de ce chapitre peuvent être utilisés dans le calcul des tours de télécommunications, tours de contrôle, etc.

L'extension de la méthode de calcul des cheminées aux autres tours appelle néanmoins les observations suivantes :

a) Calcul thermique. Dans le cas des tours autres que les cheminées le gradient thermique est généralement faible. La différence de température t entre la paroi extérieure soumise à la température du milieu environnant T_e et la paroi intérieure en contact avec une colonne d'air stagnant ayant une température T_i peut être évaluée par la formule

$$t = h_o\ (T_i - T_e)/(0{,}20 + h_o).$$

Cette formule qui tient compte des pertes par rayonnement, etc., suppose qu'aucune isolation thermique n'est prévue (h_o en mètres).

Dans la plupart des cas la valeur de t est pratiquement négligeable; il en résulte $\sigma'_t = \sigma_t \cong 0$.

b) Sollicitations. Les éventuelles surcharges doivent être pondérées de 1,2 conformément aux Règles BA68. Il ne faut pas oublier de tenir compte de certaines dissymétries possibles, provoquées par exemple, dans le cas des tours de télévision, par la disposition excentrique des paraboles ou des surcharges. Par ailleurs on peut utiliser le tableau C.3.

www.bouquin.tk

c) Contraintes admissibles. L'absence des gaz nocifs diminue les risques de corrosion du béton et de l'acier, ce qui permet d'augmenter la valeur des contraintes admissibles. Les Règles pour la construction des tours en béton armé [34], qui reprennent dans les grandes lignes les prescriptions des Règles pour la construction des cheminées en béton armé, admettent les contraintes suivantes.

— Béton, sollicitations de premier genre :

Sollicitations d'ensemble 0,40 σ'_{28},
Sollicitations d'ensemble et locales 0,40 $(1 + 2\ M_h/\sigma'^1_2\ h'^2_o)\ \sigma'_{28}$ ou 0,60 σ'_{28}.

— Béton, sollicitations de deuxième genre :

Sollicitations d'ensemble 0,60 σ'_{28},
Sollicitations d'ensemble et locales 0,60 $(1 + 2\ M_h/\sigma'^1_2\ h'^2_o)\ \sigma'_{28}$ ou 0,70 σ'_{28}.

— Acier, voir tableau C.3. Si la fissuration peut être préjudiciable on prend généralement $k = 1{,}5 \times 10^6$. Sinon, pour les sollicitations de premier genre on admet 0,67 σ_{en}.

La signification de M_h et σ'^1_2 est indiquée dans le tableau C.3.

La borne très sévère de 0,70 σ'_{28} est destinée à tenir compte des effets des charges localisées importantes, dues par exemple aux plates-formes lourdes des tours de télévision.

ANNEXE

www.bouquin.tk

Annexe 1 - Problèmes divers

a) Refends profilés.

Un problème particulier aux refends profilés est celui de la couture entre la table et l'âme (fig. B.10). Le refend peut être traité comme une poutre en console en béton armé pour laquelle on vérifie la jonction entre la table de compression et l'âme conformément aux Règles CCBA 68, § 25,2. Généralement l'application de la règle empirique énoncée au § B.7 (section des armatures transversales au moins égale à la moitié de la section des armatures verticales) suffit largement pour assurer une bonne liaison.

Par ailleurs, si l'on désire effectuer un calcul plus précis en faisant passer la force horizontale par le centre de torsion du refend (§ B.3.1, Généralités), on peut consulter l'aide mémoire Dunod « Résistance des Matériaux », chapitre I, § E.4, qui donne la position du centre de torsion pour certains refends profilés.

b) Suspension des planchers au-dessus des ouvertures.

Les planchers situés dans la partie tendue des poutres-parois au-dessus des ouvertures (fig. B.40, B.41, B.45) devront être suspendus à l'aide d'armatures verticales ancrées dans le béton comprimé. A défaut d'un calcul plus précis on peut considérer que la hauteur de la partie tendue d'une poutre-paroi est égale à environ 1/3 de sa portée.

c) Maçonnerie participant au contreventement.

Parfois le remplissage en maçonnerie (briques ou parpaings) des systèmes réticulaires (portiques pluriétagés) participe au contreventement du bâtiment. Dans ce cas, il sera admis que des bielles comprimées peuvent se former dans la masse de la maçonnerie, ayant une largeur d'environ 5 à 6e (e = l'épaisseur de la maçonnerie). Le système réticulaire pourra être remplacé dans les calculs par une poutre en treillis, encastrée à la base, dont le bon fonctionnement dépendra essentiellement de la bonne qualité de l'exécution du remplissage et surtout du blocage contre les éléments en béton armé, qui devra être très soigneusement exécuté.

d) Portée des linteaux.

La portée de calcul 2a des linteaux faisant partie d'un refend (fig. B.18) ne devra pas dépasser la distance entre les nus des éléments de refend.

Par ailleurs, le point d'inflexion du linteau, considéré comme étant situé à la mi-portée (voir premier exemple numérique § B.4.1.1) peut se déplacer dans certains

www.bouquin.tk

cas où les rigidités des éléments de refend de part et d'autre de l'ouverture sont très différentes. Dans ce cas, le point d'inflexion est déplacé vers l'élément de refend le plus élastique ce qui a pour effet d'accroître le moment d'encastrement du côté du refend le plus rigide.

e) Poutres-parois et voûtes de décharge.

Certains ingénieurs préfèrent traiter les poutres-parois au-dessus des ouvertures comme des voûtes de décharge, les calculs étant effectués en conséquence. Cette méthode peut être justifiée à l'état limite de rupture.

Toutefois, l'absence d'armatures secondaires verticales et horizontales (tirant mis à part) autres que les armatures de construction peut entraîner la fissuration de l'élément en état de service. Cette méthode est donc déconseillée, sauf peut-être dans le cas de certains éléments de faible importance situés en infrastructure, pour lesquels une certaine fissuration limitée dérange peu du point de vue esthétique, et peut être tolérée du point de vue technique.

f) Calcul au niveau des ouvertures des tours de section annulaire selon [32].

Dans [32], aussi bien que dans certains autres ouvrages, on propose une méthode de calcul qui assimile la section annulaire percée à un profil ouvert, et on considère que le diagramme des contraintes au niveau des ouvertures est linéaire. Cette méthode de calcul est à déconseiller. En effet, les dimensions des ouvertures sont généralement tellement faibles par rapport aux dimensions de la tour (surtout par rapport au diamètre) qu'une concentration des isostatiques doit nécessairement avoir lieu de part et d'autre de l'ouverture. Pour que le diagramme des contraintes, qui était linéaire en section annulaire non percée, puisse redevenir linéaire au niveau de l'ouverture il faudrait, conformément au principe de St-Venant, que celle-ci ait une très grande hauteur (une ou deux fois égale au diamètre). En pratique, ce genre d'ouverture, qui ressemblerait plutôt à une fente, n'est pratiquement jamais rencontré.

g) Plusieurs ouvertures dans les tours de section annulaire.

Un calcul approché peut être effectué avec la méthode exposée au § C.12. Chaque ouverture est étudiée séparément, les hypothèses a, b et c, fournissant les cas de charge les plus défavorables.

Par ailleurs, il faudra prendre les précautions suivantes :

— la distance entre deux ouvertures en plan horizontal devra être au moins égale à une largeur correspondant à un angle au centre de 45°,
— la section de béton sera rétablie, en gardant l'augmentation forfaitaire d'au moins 20 %,
— la hauteur du poteau incorporé L ne dépassera évidemment pas la distance entre deux ouvertures,
— si les ouvertures n'ont pas la même hauteur, les armatures horizontales des poutres incorporées prévues sur toute la longueur de la circonférence seront disposées au niveau de l'ouverture la plus haute, mais ne seront en aucun cas interrompues.

www.bouquin.tk

Annexe 2 - Tendances nouvelles dans la réglementation française en 1972

1. Modification des règles pour la construction des cheminées en béton armé

Le 23 mars 1972, la Commission des Règles a décidé d'augmenter la valeur de la contrainte admissible du béton sous les sollicitations d'ensemble et locales de premier et second genres (cas de charge S_1^3, S_2^4, cheminées catégories A et B; voir le tableau C.3 et le § C.15). Dorénavant, la contrainte admissible du béton sera affectée du coefficient $(1 + 0{,}005\ t)$, où t est le gradient thermique. Par exemple, pour une cheminée catégorie B, on aura $\bar{\sigma}_b' = \alpha_1\ \psi_b\ \sigma_{28}'\ (1 + 0{,}005\ t)$ pour les sollicitations de premier genre et $\bar{\sigma}_b' = \alpha_2\ \psi_b\ \sigma_{28}'\ (1 + 0{,}005\ t)$ pour les sollicitations de second genre. Dans le cas traité au § C.9 la valeur de $\bar{\sigma}_b'$ passe de 104 kg/cm² à 104 $[1 + (0{,}005 \times 60)] = 135$ kg/cm².

En tout état de cause, les bornes $\bar{\sigma}_b' \leqslant 0{,}60\ \psi_b\ \sigma_{28}'$ et $0{,}90\ \psi_b\ \sigma_{28}'$ restent valables pour les cheminées de catégories A et B, respectivement pour les sollicitations de premier et second genre.

2. Nouvelles règles neige-vent

Au moment de la parution de ce livre, de nombreuses discussions portent sur la modification des Règles NV65. Dans ce paragraphe, nous présentons dans les grandes lignes, les tendances qui semblent se dessiner; il est entendu que d'autres changements n'étant pas exclus, les indications suivantes sont données sous toute réserve et uniquement à titre d'indication.

a) Carte des régions

Région I : deux zones délimitées très grossièrement, la première par le périmètre Biarritz-Périgueux-Aurillac-Carcassonne-Pyrénées, la deuxième par le périmètre Strasbourg-Nancy-Mâcon-Grenoble-Digne-Barcelonnette-frontière orientale (à l'exception de Belfort qui serait situé en région II).

Région III : celle des Règles NV65, pratiquement sans changement (la zone affectée par le mistral et les environs de Perpignan).

Région II : le reste de la France, y compris l'ensemble de la Corse.

Il faut surtout noter le cas de la région parisienne qui passerait de la région I en région II.

b) Principes de base

Les principes de calcul seraient fondés sur les considérations exposées dans le § A8a, b, c, et d.

L'application des observations présentées en § A8c aurait pour résultat la division des constructions en deux catégories :

— Constructions rigides ayant une hauteur de moins de 100 m ou une période propre de vibration $T_{pr} < 1$ *s*.

— Constructions élancées comprenant toutes les constructions ne faisant pas partie de la première catégorie.

Les constructions rigides seraient calculées sous l'action du vent à la vitesse de pointe, moyenne sur quelques secondes (voir fig. A.25c). Il n'y aurait évidemment pas de coefficient dynamique à prendre en compte. Pression du vent : $q = v_\mu^2/16$. Cette méthode de calcul serait proche de la méthode du règlement britannique (voir § A.9.4).

Les constructions élancées seraient calculées sous l'action du vent à la vitesse de base, moyenne sur 10 minutes ou plus (voir fig. A.25b, où la vitesse v représenterait la vitesse de base; dans ce cas, en principe, la fluctuation des vitesses de pointe indiquée sur la figure A.25b serait relativement plus prononcée, rappelant celle indiquée sur la figure A.24). Le caractère périodique des oscillations serait pris en compte par l'introduction du coefficient dynamique β.

Pression du vent : $q = (v^2/16)\,\beta$.

Cette méthode de calcul serait proche de la méthode des règlements danois et canadien (voir § A.9.3).

Les vitesses « normale » et « extrême » seraient remplacées par le concept unique de « vitesse caractéristique », la pression du vent correspondante étant la « pression caractéristique ». Les répercussions de cette modification seraient moindres qu'elles ne le paraissent à première vue. En effet, les nouvelles règles neige-vent seraient à placer dans le contexte du passage aux méthodes de calcul basées sur les états-limites. Par le jeu des coefficients de pondération des sollicitations on aurait, en pratique, deux pressions de calcul, l'une correspondant à l'état-limite d'utilisation, l'autre à l'état-limite ultime (de rupture). La première pression de calcul rappellerait la pression sous vent normal, la seconde rappellerait la pression sous vent extrême.

En ce qui concerne les divers coefficients à prendre en compte (coefficient de site, de dimensions, de traînée), la seule modification importante serait l'introduction de la notion de « rugosité du sol » (voir fig. A.28), inspirée par les études du Professeur Davenport.

www.bouquin.tk

3. Protection des bâtiments-tours contre le feu

Nous indiquons ci-dessous quelques règles de bonne construction couramment utilisées dans les bureaux d'études. Il est vraisemblable que la plupart de ces règles de bonne construction deviendront officielles au courant de l'année 1972 (1).

Poteaux	F (mn)		30	60	90	120	180	240
	a (cm)	Poteau carré $a \times a$	15	20	24	30	36	45
		Poteau rectangulaire $a \times b$; $b = 5a$	10	12	14	16	20	26
	u (cm)		1	2	3	4	6	7
Refends	a (cm)		10	11	13	15	20	25
	u (cm)		1	2	3	4	6	7
Tirants	a (cm)		8	12,5	15	20	24	28
	u (cm)		2,5	4	5,5	6,5	8	9
Dalles isostatiques	a (cm) (1)		6	7	9	11	15	17,5
	u (cm)		1	2	3	4	6	8
Dalles continues	a (cm) (1)		6	7	9	11	15	17,5
	u (cm)		1	1,5	2	2,5	3,5	4,5
Poutres-parois	a (cm) (2)		10	11	13	15	20	25
	u (cm)		1	1,5	2	3	4,5	6
Plâtre	a (cm) (3)		—	1,0	1,3	1,6	2,0	(*)

(1) $a = h_0 + e$, où h_0 = l'épaisseur de la dalle,
e = l'épaisseur du revêtement.

(2) a = l'épaisseur de la poutre-paroi.

(3) a = l'épaisseur de l'enduit de plâtre.

(*) Sur justification spéciale.

Tableau T.1 — *Protection contre le feu*

(1) Groupe de travail : Président, M. Devars du Mayne; Rapporteur, M. Coin; Secrétaire, M. Verzat.

a) Définitions

Elément coupe-feu = élément de construction qui satisfait aux exigences suivantes : résistance mécanique, isolation thermique (échauffement moyen 140 °C), étanchéité aux flammes, absence d'émission de gaz inflammables hors de la face exposée.

Distance utile des armatures u = distance de l'axe des aciers à une paroi soumise à l'effet de l'incendie.

b) Dispositions constructives

L'augmentation de l'enrobage des aciers favorise la stabilité au feu. Par contre, au-delà d'une certaine épaisseur d'enrobage (7 cm environ) des éclatements prématurés du béton sont à craindre; dans ce cas il est à conseiller un treillage de protection ∅ 3, maille 30 × 30 cm.

Il est souhaitable de prévoir systématiquement des armatures en sous face des dalles et poutres près des appuis, même lorsque ces armatures ne sont pas justifiées par le calcul.

Il est utile de prolonger autant que possible les armatures supérieures sur appuis (chapeaux) au-delà de la longueur nécessaire résultante du calcul.

On peut obtenir des résistances au feu accrues à l'aide d'adjonction de matériaux adaptés, dont le plus couramment utilisé est le plâtre. A titre d'indication on peut supposer que 1 cm de plâtre constitue l'équivalent de 2,5 cm de béton environ.

Le tableau T.1 donne pour les durées F exprimées en minutes, les critères d'exigence coupe-feu suivants :

— la dimension minimale a (cm) de l'élément en béton armé,
— la distance utile des aciers.

4. Calcul aux états-limites

Les nouvelles méthodes de calcul aux états-limites affecteront bientôt toutes les études concernant des structures en béton armé. En ce qui concerne les structures de grandes dimensions, telles que les refends de contreventement et les tours de grande hauteur, des précautions particulières sont à prendre avant d'effectuer un calcul aux états-limites et particulièrement à l'état-limite ultime, les renseignements d'ordre expérimental faisant défaut (voir § C.16).

Un refend plein ou un élément de refend est dimensionné comme une section rectangulaire soumise à la flexion composée.

Dans la littérature technique on trouve des tableaux pour le calcul aux états-limites des sections rectangulaires.

Par contre, le cas des sections annulaires est plus rarement traité. A titre d'indication, et tout en répétant les réserves exprimées à l'égard de ce genre de calcul dans le cas des ouvrages de grande dimension, nous présentons le tableau T2 *pour le calcul des sections annulaires aux états-limites.*

L'auteur de ce livre exprime ses remerciements à MM. Capra et Hautcœur, ingénieurs à la SOCOTEC, qui ont établi le tableau de calcul en mars 1972, ainsi qu'à M. Davidovici, ingénieur à la SOCOTEC, qui l'a aidé à rédiger ce paragraphe.

www.bouquin.tk

Principes

On utilise les recommandations du CEB (Comité Européen du Béton), qui seront vraisemblablement reprises, tout au moins partiellement, par le futur règlement français. Il est intéressant de comparer ce paragraphe avec le § C.16 où l'on expose l'approche américaine.

Hypothèses

— Déformation du béton à la rupture variant entre 0,2 et 0,35 % en fonction de la position de l'axe neutre,
— Diagramme allongement-contrainte des aciers constitué d'une droite (loi de Hooke) raccordée à une courbe (aciers écrouis),
— Diagramme des contraintes du béton à la rupture : parabole-rectangle limité par la valeur conventionnelle maximale R'^{*}_{bu} (voir notation ci-dessous).

Coefficients CEB

Coefficients de sollicitation $\gamma_{SM} = 1{,}5$ et $\gamma_{SV} = 0{,}9$, affectant respectivement le moment fléchissant caractéristique M et l'effort axial caractéristique V (le moment caractéristique M devra être évalué en fonction des pressions caractéristiques fournies par les futures règles neige-vent; l'effort V est produit par la charge permanente).

Coefficients de matériaux $\gamma_b = 1{,}5$ et $\gamma_a = 1{,}15$, affectant respectivement les résistances caractéristiques du béton R'_{bk} et de l'acier R_{ak} (sans entrer dans les détails, on précise que, pour un calcul approché, $R'_{bk} \cong 0{,}90\ \sigma'_{28}$, et $R_{ak} = \sigma_{en}$).

Nouvelle notation CEB

$M^* = \gamma_{SM} M$ = moment fléchissant de calcul,
$V^* = \gamma_{SV} V$ = force axiale de calcul,
$R'^{*}_{b} = R'_{bk}/\gamma_b$ = résistance de calcul du béton; $R'^{*}_{bu} = 0{,}85\ R'^{*}_{b}$,
$R^* = R_{ak}/\gamma_a$ = résistance de calcul de l'acier.

Calcul pratique

Le tableau T2 peut être utilisé tout aussi bien pour la vérification que pour le dimensionnement. Dans le cas du dimensionnement, on entre avec

$$\mu = 2\ M^*/(\pi\ D_m^2\ h_0\ R'^{*}_{bu})$$

en ordonnée et $\nu = V^*/(\pi\ D_m\ h_0\ R'^{*}_{bu})$ en abscisse, et l'on trouve $p = \Sigma\, \varpi\ R^*_a/(100\ R'^{*}_{bu})$.

En reprenant l'exemple numérique exposé dans le § C.16 avec $R'_{bk} = 240$ Kg/cm² et $R_{ak} = 4\,200$ kg/cm², on trouve $R'^{*}_{bu} = 0{,}85 \times 225/1{,}5 = 136$ kg/cm² et $R^*_a = 4200/1{,}15 = 3\,650$ kg/cm². Les sollicitations de calcul sont $M^* = 1{,}5 \times 38\,000 = 57\,000$ tm et $V^* = 0{,}9 \times 4\,200 = 3\,780$ t.

Avec $\mu = 2 \times 5\,700/(\pi \times 18{,}50^2 \times 0{,}32 \times 1\,360) = 0{,}244$ et $\nu = 3\,780/(\pi \times 18{,}50 \times 0{,}32 \times 1\,360) = 0{,}150$, le tableau fournit $p = 0{,}111$ d'où $\Sigma\, \varpi = 0{,}111 \times 100 \times 136/3\,650 = 0{,}41$. Pour de premières études effectuées à titre expérimental, la plus grande prudence est conseillée; on pourrait par exemple augmenter forfaitairement la valeur du coefficient γ_{SM} de 1,5 à 1,6 ou 1,7.

Tableau T.2 — Calcul des sections annulaires à l'état limite ultime

VALEURS DE p

μ \ ν	0,0	0,025	0,050	0,075	0,100	0,125	0,150	0,175	0,200	0,225	0,250	0,275	0,300	0,325	0,350	0,375	0,400
0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,020	0,019	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,040	0,039	0,015	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,060	0,059	0,035	0,011	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,080	0,079	0,055	0,031	0,007	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,100	0,099	0,075	0,051	0,028	0,004	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,120	0,120	0,095	0,072	0,049	0,024	0,001	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,140	0,140	0,116	0,092	0,069	0,046	0,022	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,160	0,161	0,137	0,113	0,090	0,066	0,043	0,020	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,180	0,181	0,158	0,135	0,111	0,088	0,064	0,041	0,017	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,200	0,203	0,179	0,156	0,132	0,109	0,086	0,062	0,040	0,017	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,220	0,224	0,201	0,177	0,154	0,131	0,108	0,085	0,062	0,039	0,017	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,240	0,246	0,222	0,199	0,176	0,153	0,130	0,107	0,085	0,063	0,041	0,019	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,260	0,267	0,244	0,221	0,198	0,175	0,152	0,130	0,108	0,086	0,065	0,044	0,024	0,004	0,0	0,0	0,0	0,0
0,280	0,289	0,266	0,243	0,220	0,198	0,175	0,153	0,131	0,110	0,089	0,069	0,049	0,031	0,013	0,0	0,0	0,0
0,300	0,311	0,288	0,265	0,243	0,220	0,198	0,176	0,155	0,134	0,114	0,094	0,075	0,058	0,041	0,026	0,012	0,0
0,320	0,333	0,310	0,288	0,265	0,243	0,222	0,200	0,179	0,159	0,139	0,119	0,102	0,085	0,070	0,056	0,043	0,031
0,340	0,335	0,333	0,310	0,288	0,267	0,245	0,224	0,204	0,183	0,164	0,145	0,129	0,113	0,099	0,086	0,074	0,063
0,360	0,378	0,356	0,334	0,312	0,291	0,270	0,249	0,228	0,209	0,189	0,172	0,157	0,142	0,128	0,116	0,105	0,096
0,380	0,401	0,379	0,357	0,336	0,315	0,294	0,273	0,253	0,234	0,215	0,200	0,185	0,171	0,158	0,147	0,137	0,128
0,400	0,424	0,402	0,381	0,359	0,339	0,318	0,298	0,279	0,260	0,243	0,228	0,214	0,201	0,189	0,178	0,168	0,161
0,420	0,447	0,426	0,405	0,384	0,363	0,343	0,323	0,304	0,286	0,271	0,257	0,243	0,231	0,219	0,209	0,200	0,194
0,440	0,471	0,450	0,429	0,408	0,388	0,368	0,349	0,330	0,314	0,299	0,285	0,273	0,261	0,250	0,241	0,233	0,226
0,460	0,495	0,474	0,453	0,433	0,413	0,393	0,374	0,356	0,342	0,328	0,315	0,302	0,291	0,281	0,272	0,265	0,259
0,480	0,519	0,498	0,478	0,458	0,438	0,419	0,400	0,384	0,370	0,357	0,344	0,333	0,322	0,312	0,304	0,298	0,293
0,500	0,543	0,523	0,503	0,483	0,463	0,444	0,426	0,412	0,399	0,386	0,374	0,363	0,353	0,344	0,336	0,330	0,326
0,520	0,568	0,548	0,527	0,508	0,489	0,470	0,455	0,441	0,428	0,416	0,404	0,394	0,384	0,376	0,369	0,363	0,359
0,540	0,592	0,572	0,553	0,533	0,515	0,497	0,483	0,470	0,457	0,446	0,434	0,424	0,415	0,408	0,401	0,396	0,392
0,560	0,617	0,597	0,578	0,559	0,540	0,525	0,512	0,499	0,487	0,476	0,465	0,455	0,447	0,439	0,433	0,429	0,425
0,580	0,642	0,623	0,603	0,585	0,567	0,554	0,541	0,529	0,517	0,506	0,496	0,487	0,479	0,472	0,466	0,462	0,459
0,600	0,667	0,648	0,629	0,611	0,596	0,583	0,570	0,558	0,547	0,536	0,527	0,518	0,510	0,504	0,498	0,495	0,492
0,620	0,693	0,673	0,655	0,638	0,624	0,612	0,599	0,588	0,577	0,567	0,558	0,549	0,542	0,536	0,531	0,528	0,525
0,640	0,718	0,699	0,681	0,666	0,653	0,641	0,629	0,618	0,608	0,598	0,589	0,581	0,574	0,569	0,564	0,561	0,559
0,660	0,744	0,725	0,708	0,695	0,683	0,670	0,659	0,648	0,638	0,629	0,620	0,613	0,606	0,601	0,597	0,594	0,592
0,680	0,770	0,751	0,737	0,724	0,712	0,700	0,689	0,679	0,669	0,660	0,652	0,645	0,639	0,634	0,630	0,627	0,626
0,700	0,796	0,778	0,766	0,753	0,741	0,730	0,719	0,709	0,700	0,691	0,684	0,677	0,671	0,666	0,663	0,660	0,659

$\nu = V^*/(\pi\, D_m\, h_0\, R'^*_{bu})$ $\mu = 2\, M^*/(\pi\, D_m^2\, h_0\, R'^*_{bu})$ $p = \Sigma\, \varpi\, R'^*_a/(100\, R'^*_{bu})$

Bibliographie

[1] NEWBERRY, EATON, MAYNE, L'action du vent sur un bâtiment de grande hauteur en milieu urbain, *Cahiers C.S.T.B*, juin (1969).

[2] G. DEMARRE, La sécurité des constructions aux surcharges climatiques, *Cités et Techniques*, nos 38 à 44.

[3] J. VELLOZZI, E. COHEN, Gust response factors, *Journal A.S.C.E., Structural Division*, june (1968).

[4] RAUSCH, *Maschinenfundamente*, VDI-Verlag, Dusseldorf (1959).

[5] F. LEONHARDT, Der Stuttgarter Fernsehturm, *Beton und Stahlbetonbau*, avril (1956).

[6] I.A.S.S., *Proceedings of the symposium on tower-shaped structures*, Bratislava (1966).

[7] SCHLAICH, Beitrag zur Frage der Wirkung von Windstössen auf Bauwerke, *Bauingenieur*, no 3 (1966).

[8] D.I.F., *Vejledning for fastsaettelse of vindbelastninger-DS* 410, Teknisk Forlag, Copenhague (1966).

[9] BRITISH STANDARDS INSTITUTION, *British Standard Code of Practice*, Chapter V, Part 2 (Wind loads), British Standards House (1970).

[10] A. VANDEGHEN, M. ALEXANDRE, Vibrations des grandes cheminées en acier sous l'action du vent, *Mémoires de l'Association Internationale des Ponts et Charpentes*, vol. 29-I (1969).

[11] G.W. JONES, Unsteady wind forces generated by vortex shedding, *A.S.M.E.* (1969).

[12] M. ALBIGES, J. GOULET, Contreventement des Bâtiments, *Annales I.T.B.T.P.*, mai (1960).

[13] J. DESPEYROUX, Analyse statique et dynamique de contreventements par consoles élémentaires solidarisées par des milieux élastiques, *Mémoires de l'Association Internationale des Ponts et Charpentes*, vol. 29-II (1969).

[14] E.W. HIRSCHMANN, The hull- structure; an american design for office buildings, *The Structural Engineer*, nov. (1965).

[15] A. COULL, B. STAFFORD SMITH, Tall buildings. Symposium of Southampton, Pergamon (1967).

[16] « World's biggest skyserapers have New York up in the air », *Architectural Forum*, mars (1964).

[17] W.E.A. SKINNER, 50-storey office tower in Hong-Kong, *Civil Engineering and Public Works Review*, janvier (1971).

[18] T.Y. LIN, Lateral force distribution in a concrete building story, *Journal A.C.I.*, déc. (1951).

www.bouquin.tk

[19] S. MEDWADOWSKY, Lateral force distribution in a random system of shear elements, *Journal A.C.I.*, janv. (1969).

[20] D. ANASTASESCU, O. MIRSU, I. MUNTEANU, Stresses and deflections in coupled shear walls, *Journal A.C.I.*, août (1967).

[21] V.E. DAVIDOVICI, Effets des variations linéaires dans les bâtiments de grande hauteur, *Annales I.T.B.T.P.*, sept. (1967).

[22] A. COIN, Contreventement des bâtiments, *Cours au Centre de Hautes Etudes de la Construction (C.H.E.C.)*.

[23] J.P. BOUTIN, C. PUECH, TRAN-THANG, Etude comparative du calcul des murs en béton armé, *Annales I.T.B.T.P.*, juin (1970).

[24] C.E.B., Recommandations internationales pour le calcul et l'exécution des structures en panneaux, *A.I.T.E.C.*, Rome (1969).

[25] FAZHUR KHAN, J. SBAROUNIS, Interaction of shear walls and frames, *Journal of the Structural Division, A.S.C.E.*, juin (1964).

[26] ACI-442, Response of buildings to lateral forces, *Journal A.C.I.*, février (1971).

[27] FU-KUEI Chang, Wind and movement in tall buildings, *Civil Engineering - A.S.C.E.*, août (1967).

[28] M. DIVER, Etude des cheminées en béton armé, *Annales I.T.B.T.P.*, mai (1966).

[29] M. DIVER, Calcul pratique des cheminées en béton armé, *Annales I.T.B.T.P.*, mai (1969).

[30] J.W. KAMMERLING, Contraintes thermiques dans les cheminées, *Cement*, n° 16, Amsterdam (1964).

[31] R. CHAMBAUD, P. LEBELLE, Formulaire du béton armé, *I.T.B.T.P.* (1967).

[32] ACI 307-69, Specification for the design and construction of reinforced concrete chimneys, *Journal A.C.I.*, août (1969).

[33] Règles pour la construction des cheminées en béton armé, *Annales I.T.B.T.P.*, avril (1971).

[34] Règles pour la construction des tours en béton armé, *Annales I.T.B.T.P.*, avril (1971).

[35] K.D.T., *Richtlinie für die Projektierung hoher schlanker Türme aus Stahlbeton*, Berlin-Est (1968).

8232 — Imprimerie Bayeusaine, 8-12, rue Royale - 14-Bayeux — Dépôt légal n° 7485 - 2e trim. 1972
Imprimé en France

www.bouquin.tk